

**Titre:** L'impact de l'interaction sol-structure sur l'évaluation sismique des  
cadres rigides en béton armé existants situés dans l'Est du Canada

**Auteur:** José-Sébastien Apari Lauzier

**Date:** 2016

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Apari Lauzier, J.-S. (2016). L'impact de l'interaction sol-structure sur l'évaluation  
sismique des cadres rigides en béton armé existants situés dans l'Est du Canada  
[Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2311/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2311/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Sanda Koboevic  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

L'IMPACT DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR L'ÉVALUATION  
SISMIQUE DES CADRES RIGIDES EN BÉTON ARMÉ EXISTANTS SITUÉS  
DANS L'EST DU CANADA

JOSÉ-SÉBASTIAN APARI LAUZIER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

JUIN 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

L'IMPACT DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR L'ÉVALUATION  
SISMIQUE DES CADRES RIGIDES EN BÉTON ARMÉ EXISTANTS SITUÉS  
DANS L'EST DU CANADA

présenté par : APARI LAUZIER José-Sébastien

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., membre et directrice de recherche

Mme ASSI Rola, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*"Nanos gigantum humeris insidentes."*

## REMERCIEMENTS

Je tiens premièrement à remercier, mes quatre mousquetaires qui m'ont été d'un soutien total tout au long de ma maîtrise : Marc, Quoc, Benoit et Félix. Sans vos profonds encouragements, mon parcours n'aurait pas été le même.

Je remercie ma directrice de mémoire, la professeur Sanda Koboevic, qui m'a accompagnée tout au long de ma formation. Ses précieux conseils ont été d'une très grande qualité, et d'un immense réconfort. Merci.

Mes remerciements vont également à la professeur Marie-Josée Nollet de l'École de technologie supérieure, dont l'aide a été précieuse pour démarrer mon projet de recherche. Je remercie aussi professeur Denis LeBoeuf, sans qui l'étude du volet géotechnique aurait été beaucoup plus ardu. Un grand merci aussi à Marc-Denis Rioux, candidat au doctorat à l'ÉTS, pour toutes ses discussions et tous ses conseils que tu m'as prodigué et qui m'ont redonné foi. Merci Marc-Denis.

Merci à ma mère, Jocelyne, pour tes encouragements généreux et inconditionnels. Merci à mon père, Faustino, pour avoir été présent tout au long de cette épreuve et pour être le péruvien que tu es.

J'aimerais finalement remercier tout particulièrement, ma douce moitié qui m'accompagne dans cette épreuve depuis le début, merci Carla-Ève.

## RÉSUMÉ

Les structures existantes qui ont été conçues avec les précédentes versions du Code national du bâtiment du Canada sont susceptibles de présenter une réponse sismique non conforme aux exigences sismiques actuelles. Les structures existantes représentent toutefois une part importante du patrimoine bâti et constituent donc un enjeu économique pour les administrations actuelles, ainsi qu'un enjeu de sécurité civil pour les utilisateurs de ces bâtiments. L'évaluation sismique des structures est typiquement réalisée en considérant un sol parfaitement rigide, soit une condition aux frontières d'encastrement. Cette hypothèse est considérée comme conservatrice, mais restreint l'utilisation possiblement bénéfique de la flexibilité et l'amortissement du sol, démontré par plusieurs recherches récentes.

Le principal objectif de ce mémoire est d'étudier l'impact de prise en compte des effets d'interaction sol-structure dans l'évaluation sismique des bâtiments existants situés dans l'Est canadien. L'évaluation sismique est réalisée en utilisant les recommandations des normes canadiennes et américaines, tout en incluant les effets d'interaction sol-structure pour deux catégories d'emplacement du code national du bâtiment du Canada (CNBC) 2010, soit un roc (B) et un sol flexible (D).

Un bâtiment fictif de trois étages représentatif des structures existantes de l'Est canadien a été conçu selon le CNBC 1965 pour la ville de Québec. Le type de structure choisi est un cadre rigide en béton armé et se base sur un recensement des types de structures bâtis à cette époque. Un modèle numérique, basé sur le concept de « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF), a été développé afin d'étudier le phénomène d'interaction sol-structure (ISS). Ce modèle simplifié permet de représenter le comportement plastique du sol ainsi que les nonlinéarités géométriques engendrées par le décollement de la fondation par l'inclusion d'une interface de ressorts entre la fondation et la frontière rigide. Les accélérogrammes synthétiques ont été sélectionnés et calibrés aux spectres de conception du CNBC 2010 pour la ville de Québec, déterminés pour les deux catégories d'emplacement choisies. Des analyses temporelles linéaires et nonlinéaires en deux dimensions ont été effectuées avec le logiciel OpenSEES sur un cadre rigide sélectionné du bâtiment fictif.

Ces analyses ont permis d'enregistrer le cisaillement à la base, les périodes fondamentales de vibration, les déplacements interétages, les déplacements et les réactions du sol sous la fondation

ainsi que les efforts et les rotations plastiques dans les poutres et les colonnes. Une première série d'analyses a étudié le comportement d'un modèle élastique de la superstructure en considérant ou non l'effet de l'ISS. Ces analyses ont montré que l'introduction de l'ISS permet en moyenne de réduire les efforts à la base de la structure jusqu'à 30% pour le sol flexible, mais vient par le même fait ajouter une variabilité importante de la réponse où la valeur maximale peut facilement dépasser le maximum sans ISS. L'ISS également augmente les déplacements des étages. La réponse des fondations indique également que les tassements et contraintes dans le sol ne sont pas excessifs et que le soulèvement permis de la semelle de fondation (basculement) permet une redistribution des efforts qui vient limiter le dépassement des critères d'acceptation pour les colonnes. L'évaluation sismique effectuée à partir de ces analyses a montré que les résultats sont plus conservateurs et moins bien contrôlés avec les recommandations du CNBC 2010 qu'avec celles de l'ASCE 41-13.

Une seconde série d'analyses a étudié le comportement d'un modèle nonlinéaire de la superstructure pour les éléments poutres et colonnes en incluant ou en excluant l'effet de l'ISS. La réponse structurale a été évaluée en utilisant les critères d'acceptation du ASCE 41-13 uniquement puisque la norme canadienne ne fournit pas de critères d'acceptation basée sur les déplacements. Ces analyses ont montré que pour les rotations plastiques enregistrées, l'introduction de l'ISS peut avoir un impact négatif, soit une demande en ductilité plus grande, sur certains éléments structuraux analysés par rapport à une analyse sans ISS. En général pour tous les cas étudiés avec le bâtiment fictif, la demande plastique est restée beaucoup plus faible que la limite imposée par la norme américaine en raison de la taille importante des éléments structuraux et de leur surrésistance.

## ABSTRACT

Existing structures that were designed using previous versions of building codes in Canada are likely to exhibit unsatisfactory seismic response in view of current seismic code requirements. Existing structures represent an important part of the built heritage and the governments and building owners face important decisions whether it is more economical and safe to repair, strengthen or demolish such buildings. The seismic assessment of structures is typically performed by considering fixed-base support conditions. This approach is considered conservative, but it neglects the great potential to reduce seismic demand imposed on the superstructure through controlled foundation yielding, appropriate mobilisation of bearing capacity or the uplifting at the foundation-soil interface.

The main objective of this thesis is to study the impact of soil-structure interaction on seismic evaluation of existing buildings located in eastern Canada. Seismic evaluation is performed following the recommendations of the Canadian and US norms for two site categories defined by the National Building Code of Canada (NBCC) 2010, namely site class B (rock) and site class D (flexible soil).

A fictional three-storey building, representative of the existing structures in Quebec City, has been designed according to the NBCC 1965. Reinforced-concrete moment resisting frames have been selected as the representative structural system most commonly used in Quebec at that time. A numerical model based on the concept of "Beam on Nonlinear Winkler Foundation" (BNWF), was developed to study the soil-structure interaction (SSI). This simplified model of soil can be used to simulate the inelastic soil behavior and geometric nonlinearities caused by the foundation uplift and rocking by the inclusion of a spring interface between the foundation and the rigid frontier. A two dimensional linear and nonlinear time history analyses for a selected building frame have been performed on the OpenSEES platform. The analyses were carried out for the synthetic accelerograms, compatible with NBCC 2010 design spectra for the studied design location and two site classes selected.

The response of structure-foundation-soil system was investigated by tracking the fundamental vibration periods, the base shear, the inter-story drifts, permanent settlements and soil bearing stresses, as well as internal forces and plastic rotations in beams and columns. The first series of analyses investigated the impact of SSI on the behavior of an elastic superstructure. These analyses



showed that the inclusion of the SSI reduced the base shear force up to 30% on average for soft soil conditions, however an important variability of response was observed. The SSI also increased the inter-storey displacements. The permanent settlements and bearing stresses in the soil were not excessive and the foundation rocking allowed a redistribution of internal forces which had a positive impact on column evaluation. The results of seismic evaluation were more conservative when the recommendations of NBCC 2010 were used compared to those obtained using the ASCE 41-13.

A second series of analysis looked into the impact of SSI on nonlinear behavior of the superstructure, namely beams and columns. Seismic evaluation was done using the ASCE 41-13 only because the Canadian normes do not provide acceptance criteria for displacement-controlled elements. These analyses showed that the inclusion of the SSI effects may increase inelastic beam rotations and thus result in higher ductility demand. However, in general, for all cases studied, inelastic rotational demand remained much lower than the limit prescribed in the ASCE 41-13 standard because of the large size of the structural elements and their overstrength.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES .....	XV
LISTE DES SYMBOLES .....	XXIII
LISTE DES ANNEXES .....	XXVIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Objectifs .....	2
1.3 Méthodologie .....	3
1.4 Organisation du mémoire .....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	5
2.1 Évaluation sismique .....	5
2.1.1 Documentation canadiennes pour l'évaluation sismique.....	8
2.1.2 Documentation américaines pour l'évaluation sismique .....	13
2.1.2.1 Objectif de performance.....	13
2.1.2.2 Procédures d'analyse et critère d'acceptation .....	18
2.2 Interaction sol-structure.....	20
2.2.1 Méthode des sous-structures .....	21
2.2.1.1 Interaction cinématique .....	22

2.2.1.2	Interface sol-structure (Fonction d'impédance).....	23
2.2.1.3	Interaction inertielle .....	24
2.2.2	Concept de poutre sur ressorts nonlinéaires (BNWF).....	28
2.3	Sommaire des observations .....	30
CHAPITRE 3	CONCEPTION DU BÂTIMENT .....	32
3.1	Choix du bâtiment .....	32
3.2	Configuration géométrique du bâtiment .....	35
3.3	Codes de construction en 1965.....	37
3.4	Conception du bâtiment .....	37
3.4.1	Charges.....	37
3.4.1.1	Charges de gravité .....	37
3.4.1.2	Charge de neige .....	38
3.4.1.3	Charge sismique .....	38
3.4.1.4	Charge de vent.....	40
3.4.2	Conception aux contraintes limites .....	40
3.4.3	Conception des éléments structuraux .....	42
3.4.3.1	Poutres .....	42
3.4.3.2	Colonnes.....	42
3.4.4	Conception des fondations .....	43
3.5	Sommaire .....	45
CHAPITRE 4	MODÉLISATION NUMÉRIQUE.....	46
4.1	Sélection et étalonnage.....	46
4.1.1	Accélérogrammes synthétiques.....	46
4.1.2	Sélection et étalonnage pour analyse temporelle .....	47

4.1.2.1	Sélection .....	48
4.1.2.2	Étalonnage .....	49
4.1.2.3	Torsion .....	53
4.2	Modélisation de la superstructure .....	53
4.2.1	Modélisation .....	53
4.2.1.1	Lois de comportement .....	54
4.2.1.2	Sections .....	63
4.2.1.3	Éléments .....	65
4.2.1.4	Effets de second ordre .....	68
4.2.1.5	Amortissement .....	68
4.2.1.6	Charges et masse .....	70
4.2.2	Validation du modèle numérique .....	72
4.3	Modélisation de l'interaction sol-structure .....	79
4.3.1	Propriétés des sols .....	79
4.3.2	Modélisation .....	86
4.3.2.1	Loi de comportement .....	87
CHAPITRE 5	RÉSULTATS ET ÉVALUATION SISMIQUE .....	97
5.1	Introduction .....	97
5.2	Présentation des résultats .....	100
5.2.1	Résultats .....	100
5.2.2	Traitement des résultats .....	101
5.3	Réponse de la structure linéaire .....	102
5.3.1	Résultats globaux .....	102
5.3.2	Critères d'acceptation élastique .....	110

5.3.2.1	CNBC 2010 .....	110
5.3.2.2	ASCE 41-13 .....	112
5.3.3	Réponse des éléments structuraux.....	115
5.3.3.1	CNBC 2010 .....	115
5.3.3.2	ASCE 41-13 .....	119
5.3.4	Tassements et contraintes dans les sols.....	123
5.3.5	Discussion des résultats.....	127
5.4	Réponse de la structure nonlinéaire .....	132
5.4.1	Réponse globale de la structure.....	132
5.4.2	Critères d'acceptation plastique .....	138
5.4.3	ASCE 41-13 .....	138
5.4.4	Résultats d'évaluation sismique pour les éléments structuraux .....	139
5.4.5	Tassements et contraintes dans les sols.....	142
5.4.6	Discussion des résultats.....	145
CHAPITRE 6	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	148
6.1	Résumé .....	148
6.2	Conclusions .....	150
6.3	Recommandations .....	151
BIBLIOGRAPHIE	.....	153
ANNEXES	.....	162

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1.1 – Facteur de réduction de l’effort sismique adapté du Commentaire L. ....	8
Tableau 2.1.2 – Facteur de réduction pour l’évaluation sismique. ....	9
Tableau 2.1.3 – Périodes de retour pour différents niveaux de danger. ....	15
Tableau 2.1.4 – Sélection des niveaux de performances.....	17
Tableau 3.4.1 – Charges verticales.....	38
Tableau 3.4.2 – Charges sismiques .....	39
Tableau 3.4.3 – Distribution de l’effort sismique. ....	40
Tableau 3.4.4 – Valeurs de contraintes limites pour la conception en béton du CNBC 1965. ....	41
Tableau 3.4.5 – Dimensions des sections types avec leur armature. ....	43
Tableau 3.4.6 – Propriétés des sols .....	44
Tableau 3.4.7 – Dimensions des fondations.....	45
Tableau 4.1.1 – Principaux scénarios de magnitude et distance .....	47
Tableau 4.1.2 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « B » considérant le risque sismique lié aux hautes fréquences à courte distance .....	50
Tableau 4.1.3 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « B » considérant le risque sismique lié aux grandes amplitudes à plus longue distance .....	50
Tableau 4.1.4 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « D » considérant le risque sismique lié aux hautes fréquences à courte distance .....	51
Tableau 4.1.5 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « D » considérant le risque sismique lié aux grandes amplitudes à plus longue distance .....	51
Tableau 4.2.1 – Propriétés géométriques des sections pour les colonnes et les poutres. Certaines poutres possèdent plus d’une section pour modéliser la variation du nombre d’étrier. ....	60
Tableau 4.2.2 – Propriétés mécanique du béton pour différentes sections d’éléments structuraux. .....	61
Tableau 4.2.3 – Propriétés des sections fissurées. Adapté de la norme A23.3. ....	63

Tableau 4.2.4 – Calcul de la masse sur le cadre intérieur. ....	70
Tableau 4.2.5 – Masse du bâtiment par étage .....	71
Tableau 4.2.6 – Charge de gravité tributaire non pondérée du cadre.....	71
Tableau 4.2.7 – Propriétés géométriques et armature des sections structurales du cadre rigide. ..	74
Tableau 4.2.8 – Propriétés mécaniques utilisés pour la modélisation du béton.....	75
Tableau 4.2.9 – Comparaison des périodes naturelles de vibration .....	77
Tableau 4.3.1 – Données d’entrée pour la colonne C104 .....	82
Tableau 4.3.2 – Données d’entrée pour la colonne C105. ....	83
Tableau 4.3.3 – Propriétés des ressorts pour la colonne C104.....	85
Tableau 4.3.4 – Propriétés des ressorts pour la colonne C105.....	86
Tableau 4.3.5 – Paramètres de forme des lois de comportement.....	91
Tableau 4.3.6 – Propriétés des amortisseurs C104.....	95
Tableau 4.3.7 – Propriétés des amortisseurs C105.....	96
Tableau 5.1.1 – Tableau des types d’analyses .....	97
Tableau 5.1.2 – Tableau des types d’analyses (suite) .....	98
Tableau 5.1.3 – Tableau des types d’analyses (suite) .....	99
Tableau 5.3.1 – Périodes de vibration pour les principaux modes de la structure .....	110
Tableau 5.3.2 - Variation de l'effort dans les éléments structuraux .....	129
Tableau 5.3.3 – Comparaison des critères d’acceptation pour le CNBC 2010 et l’ASCE 41 .....	131
Tableau E.1 – Catégorie en fonction de la réponse sismique des emplacements. Adapté du CNBC 2010 – tableau 4.1.8.4.A. ....	181

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1.1 - Schéma de solution pour la réhabilitation sismique .....	5
Figure 2.1.2 – Évolution du calcul du cisaillement à la base pour différentes éditions du code national du bâtiment pour un bâtiment en béton armé. ....	7
Figure 2.1.3 – Accélérations spectrales pour différents niveaux d'aléa sismique pour les villes de Montréal et de Québec. ....	10
Figure 2.1.4 – Rapport entre les spectres de plus grandes récurrences par rapport au spectre de référence pour Québec. Comparaison pour un niveau de risque de 5%/50 ans avec Montréal. ....	11
Figure 2.1.5 – Schéma des liens logiques d'un objectif de performance. (ASCE 41-13) .....	14
Figure 2.1.6 – Croisement des niveaux de performance avec les niveaux d'aléa sismique. Adapté de ASCE 41-13.....	16
Figure 2.1.7 – Courbes force-déformation pour différents types de comportements .....	19
Figure 2.1.8 – Illustration des objectifs de performance et des critères d'acceptation par rapport à une courbe force-déformation type. ....	19
Figure 2.2.1 – Propagation des ondes à partir de la faille et définitions du vocabulaire.....	20
Figure 2.2.2 – Différentes méthodes des sous-structures avec leurs étapes respectives. Adapté de Ostadan (2006). ....	22
Figure 2.2.3 – Équations donnant la rigidité du sol sous une fondation rectangulaire. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008). ....	24
Figure 2.2.4 – Système complet. Adapté de (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012) .....	25
Figure 2.2.5 – Impact de la hauteur sur (a) l'allongement de la période et (b) l'amortissement pour différents niveaux de flexibilité dans le sol. Adapté de Kramer & Stewart (2004). ....	27
Figure 2.2.6 – Allongement de la période de vibration et modification de l'accélération spectrale. Adapté de (S. Kramer & Stewart, 2004). ....	28
Figure 2.2.7 – Comportement d'un ressort Winkler de Boulanger et al (1999). ....	30



Figure 3.1.1 – Historique du nombre de constructions d'écoles à Montréal. ....	33
Figure 3.1.2 – Historique des types structuraux pour les écoles de la ville de Montréal par année de construction. ....	34
Figure 3.2.1 – Plan de la structure.....	36
Figure 3.2.2 – Élévation du cadre étudié.....	36
Figure 3.4.1 – Abaques de dimensionnement des semelles de fondation. Adapté du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2006). ....	44
Figure 4.1.1 – (A) Spectre de réponse moyen de l'ensemble d'accélérogrammes « B » et (B) différence entre les spectres moyens et le spectre de conception du CNBC 2010.....	52
Figure 4.1.2 – (A) Spectre de réponse moyen de l'ensemble d'accélérogrammes « D » et (B) différence entre les spectres moyens et le spectre de conception du CNBC 2010.....	52
Figure 4.2.1 – Comparaison de la loi de comportement simplifiée du A23.3 (en bleu) par rapport à une relation contrainte-déformation plus réaliste (en rouge) pour le béton armé. ....	55
Figure 4.2.2 – Loi de comportement « concrete02 » de Kent & Park (1971). Les contraintes de compression sont notées négatives et celles en tension, positives. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006). ....	56
Figure 4.2.3 – Loi de comportement du béton (a) en compression et (b) en traction. Adaptée de (Le Bec, 2010). ....	58
Figure 4.2.4 – Aire de confinement effectif pour des sections structurales circulaires et rectangulaires. Adaptée de Chang & Mander (1994). ....	59
Figure 4.2.5 – Loi de comportement de l'acier. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006). ....	62
Figure 4.2.6 – Comparaison des solutions à plasticité concentrée et des solutions à plasticité distribuée. (Deierlein et al., 2010).....	66
Figure 4.2.7 – Différence de modélisation avec une méthode DBE (haut) par rapport à une méthode FBE (bas).....	66



Figure 4.3.9 – Différentes zones de rigidité pour une semelle de fondation.....	92
Figure 5.2.1 – Enregistrement du moment de flexion pour une poutre sur la durée de l'analyse. .....	100
Figure 5.2.2 – Exemple d'affichage des résultats de la méthode TH à l'aide d'une boîte à moustache.....	102
Figure 5.3.1 – Cisaillement à la base du bâtiment pour les méthodes d'analyses linéaire sans l'ISS. .....	104
Figure 5.3.2 – Cisaillement à la base pour les méthodes d'analyses TH incluant l'ISS pour les semelles conçues uniquement pour la charge de gravité.....	105
Figure 5.3.3 – Cisaillement à la base pour les méthodes d'analyses TH incluant l'ISS pour les semelles considérant l'effort latéral. ....	105
Figure 5.3.4 – Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire sans l'ISS.....	106
Figure 5.3.5 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire sans l'ISS.....	107
Figure 5.3.6 – Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire TH avec l'ISS. ....	108
Figure 5.3.7 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire TH avec l'ISS. ....	109
Figure 5.3.8 – Diagramme force-moment de la colonne C105 pour (a) une condition frontière d'encastrement et (b) un sol flexible sous un accélérogramme calibré pour un emplacement « D ». ....	112
Figure 5.3.9 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C305 (711 mm x 508 mm). .....	116
Figure 5.3.10 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C205 (762 mm x 508 mm). .....	116

Figure 5.3.11 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C105 (813 mm x 508 mm). .....	116
Figure 5.3.12 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P408 (254 mm x 559 mm)....	118
Figure 5.3.13 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P308 (254 mm x 762 mm)....	118
Figure 5.3.14 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P208 (254 mm x 914 mm)....	119
Figure 5.3.15 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C305 (711 mm x 508 mm). .....	120
Figure 5.3.16 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C205.....	120
Figure 5.3.17 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C105.....	121
Figure 5.3.18 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P408. ....	122
Figure 5.3.19 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P308. ....	122
Figure 5.3.20 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P208. ....	123
Figure 5.3.21 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne extérieure (C104 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique. ....	124
Figure 5.3.22 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne intérieure (C105 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique. ....	124
Figure 5.3.23 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.....	125
Figure 5.3.24 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.....	125
Figure 5.3.25 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.....	126
Figure 5.3.26 – Interaction entre la rotation et le tassement vertical pour la semelle de la colonne intérieure (C105) durant l’excitation sismique de l’accélérogramme « east6d1-12 ». ....	126
Figure 5.4.1 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles conçu uniquement pour la charge de gravité. ....	133

Figure 5.4.2 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles conçu pour la charge latérale. ....	133
Figure 5.4.3 – Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d’analyses nonlinéaire. ....	134
Figure 5.4.4 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d’analyses nonlinéaire. ....	135
Figure 5.4.5 - Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d’analyses nonlinéaire TH avec l’ISS. ....	136
Figure 5.4.6 - Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d’analyses nonlinéaire TH avec l’ISS. ....	137
Figure 5.4.7 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C304 et C305 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	139
Figure 5.4.8 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C204 et C205 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	139
Figure 5.4.9 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C104 et C105 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	140
Figure 5.4.10 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P406 et P408 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	140
Figure 5.4.11 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P306 et P308 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	141
Figure 5.4.12 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P206 et P208 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement. ....	141
Figure 5.4.13 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne extérieure (C104 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique. ....	142
Figure 5.4.14 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne intérieure (C105 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique. ....	142

Figure 5.4.15 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.....	143
Figure 5.4.16 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.....	143
Figure 5.4.17 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « D300gH ». Le côté droit est symétrique.....	144
Figure 5.4.18 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « D300gH ». Le côté droit est symétrique.....	144
Figure 5.4.19 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « D100gL ». Le côté droit est symétrique. ....	145
Figure 5.4.20 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « D100gL ». Le côté droit est symétrique. ....	145
Figure 5.4.21 – Comparaison du principe de déformation semblable avec résultats d’analyse de type « pushover ». ....	146
Figure A.1 – Calcul du cisaillement à la base sismique pour les CNBC 1941 à 2010 .....	162
Figure A.2 – Calcul du cisaillement à la base sismique pour les CNBC 1941 à 2010 .....	163
Figure B.1 – Données climatiques de neige et de vent pour le calcul des charges .....	164
Figure B.2 – Calcul de la masse totale du bâtiment fictif .....	165
Figure C.1 – Critères d’acceptation nonlinéaires pour les poutres de béton.....	166
Figure C.2 – Critères d’acceptation nonlinéaires pour les colonnes de béton .....	167
Figure C.3 – Critères d’acceptation linéaires pour les colonnes de béton .....	168
Figure C.4 – Critères d’acceptation nonlinéaires pour les joints poutre-colonne de béton .....	169
Figure C.5 – Critères d’acceptation linéaires pour les poutres de béton.....	170
Figure C.6 – Critères d’acceptation linéaires pour les joints poutre-colonnes de béton.....	171
Figure D.1 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C304 – CNBC 2010 .....	172
Figure D.2 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C204 – CNBC 2010 .....	172

Figure D.3 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C104 – CNBC 2010 .....	172
Figure D.4 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P406 – CNBC 2010.....	173
Figure D.5 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P306 – CNBC 2010.....	173
Figure D.6 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P206 – CNBC 2010.....	173
Figure D.7 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C304 – ASCE 41-13.....	174
Figure D.8 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C204 – ASCE 41-13.....	174
Figure D.9 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C104 – ASCE 41-13.....	175
Figure D.10 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P406 – ASCE 41-13 .....	175
Figure D.11 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P306 – ASCE 41-13 .....	176
Figure D.12 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P206 – ASCE 41-13 .....	176
Figure E.1 – Effets de l'interaction sol-structure pour (a) un sol très rigide favorisant la concentration des efforts dans le mur de refend, (b) un sol flexible favorisant de grands déplacements dans la structure résistant aux charges gravitaires. Adapté de l'ATC-40.....	178
Figure E.2 – Réponse sismique d'une structure construite sur le roc et sur un sol. (a) site; (b) roc; (c) champ libre; (d) interaction cinématique; (e) interaction inertielle .....	180
Figure E.3 – Méthode d'analyse directe .....	182
Figure E.4 – Méthode d'analyse des sous-structures. Adapté de NEHRP Consultants Joint Venture (2012) .....	183
Figure E.5 – Zones de sismicité dans l'Est canadien. Adapté de Filiatrault et al. (2013) .....	185
Figure E.6 – Désagrégation sismique selon Halchuk et al. (2007) pour la ville de Québec .....	186
Figure E.7 – Architecture du logiciel OpenSEES par rapport à une architecture traditionnelle de logiciel d'éléments finis. En jaune, ce sont les zones où l'utilisateur peut modifier des paramètres. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006) .....	187
Figure E.8 – Diagramme des corps libres d'un joint poutre colonne en deux dimensions. Adapté de Lowes & Altoontash (2003).....	189
Figure E.9 – Super-élément proposé par Lowes & Altoontash (2003).....	190

## LISTE DES SYMBOLES

$a_0, a_1$	Coefficients d'amortissement de Caughey
$A_e$	Aire efficace de la fondation
$A_g$	Aire brut de la section
$A_s$	Aire des barres d'armatures
$A_{s \min}$	Aire minimale des barres d'armature
$A_v$	Aire des barres d'armatures en cisaillement
$B$	Largeur de la fondation
$b_c$	Largeur du noyau de béton confiné
$b_w$	Largeur du mur de refend
$B_x$	Facteur de sensibilité à la torsion pour un étage donné
$c$	Cohésion du sol
$d_v$	Hauteur effective du cisaillement
$e$	Excentricité de la charge
$E$	Module d'Young statique du sol
$E'$	Module d'Young dynamique du sol
$E_c$	Module élastique du béton armé
$E_{c0}$	Module élastique initial du béton armé
$E_{ct}$	Module élastique du béton qui tient compte du raidissement en tension
$e_{end}$	Espacement des ressorts des zones d'extrémités de la fondation
$e_{mid}$	Espacement des ressorts de la zone centrale de la fondation
$F_a$	Coefficient d'accélération pour le site considéré
$f'_c$	Limite élastique du béton
$f_{ct}$	Résistance maximale en traction du béton



$f'_{cu}$	Résistance ultime en compression du béton armé
$F_r$	Facteur de résistance des charges vives
$F_v$	Coefficient de vitesse pour le site considéré
$f_y$	Limite élastique de l'acier des barres d'armatures
$f_t$	Contrainte limite en traction du béton
$G$	Module de cisaillement du béton
$G_{max}$	Module de cisaillement dynamique du sol
$h_n$	Hauteur du bâtiment
$h_{rotule}$	Hauteur de la rotule plastique
$I_E$	Coefficient de risque sismique du bâtiment ISS Interaction sol-structure
$K_{end}$	Rigidité surfacique des ressorts des zones d'extrémités de la fondation
$K_{end}$	Rigidité axiale des ressorts des zones d'extrémités de la fondation
$K_{end\ ext}$	Rigidité surfacique des ressorts à chaque extrémité de la fondation
$K_{end\ ext}$	Rigidité axiale des ressorts à chaque extrémité de la fondation
$K_{in}$	Rigidité initiale du ressort
$k_{mid}$	Rigidité surfacique des ressorts de la zone centrale de la fondation
$K_{mid}$	Rigidité axiale des ressorts de la zone centrale de la fondation
$K_r$	Facteur de résistance
$K_z$	Rigidité statique provenant du mode de translation verticale de la fondation
$K'_z$	Rigidité dynamique provenant du mode de translation verticale de la fondation
$k'_z$	Coefficient qui fait le lien entre $K_z$ et $K'_z$
$K_{\theta y}$	Rigidité statique provenant du mode de basculement de la fondation
$K'_{\theta y}$	Rigidité dynamique provenant du mode de basculement de la fondation
$k'_{\theta y}$	Coefficient qui fait le lien entre $K_{\theta y}$ et $K'_{\theta y}$

$L$	Largeur de la fondation
$l_d$	Longueur de développement des barres d'armatures
$L_e$	Longueur efficace de la fondation
$L_{end}$	Longueur des zones d'extrémités de la fondation
$L_{mid}$	Longueur de la zone centrale de la fondation
$l_u$	Hauteur inter-étage
$l_w$	Longueur du mur de refend
$M_{cr}$	Moment de fissuration
$M_r$	Moment de renversement imposé au mur de refend
$M_{f \text{ fond}}$	Moment de renversement imposé à la fondation
$M_n$	Résistance nominale en flexion de la section du mur de refend
$M_p$	Résistance probable en flexion de la section du mur de refend
$M_r$	Résistance pondérée en flexion de la section du mur de refend
$M_v$	Facteur pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs
$N_{60}$	Résistance moyenne à la pénétration standard
$N_c$	Terme de cohésion
$N_{mid}$	Nombre de ressort dans la zone centrale de la fondation
$N_{end}$	Nombre de ressort dans la zone d'extrémité de la fondation
$N_q$	Terme de profondeur
$N_y$	Terme de surface
$P_0$	Charge axiale due au poids propre de la fondation
$P_f$	Charge axiale
$q_0$	Charge de première plastification du ressort
$q_{adm}$	Capacité portante admissible du sol

$q_e$	Pression due aux efforts imposés à la fondation
$q_f$	Pression maximale exercée par la fondation sur le sol
$q_s$	Contrainte verticale due au poids des terres autour de la fondation
$q_u$	Capacité portante ultime
$R_0$	Coefficient de modification de la force lié à la sur-résistance de la structure
$R_d$	Coefficient de modification de la force lié à la ductilité de la structure
$s$	Espacement entre les ligatures
$S(T_a)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental de vibration
$s_c$	Tassement de consolidation
$S_c, S_q$ et $S_\gamma$	Facteurs de forme
$s_i$	Tassement immédiat
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
$s_s$	Tassement de consolidation secondaire
$T_a, T$	Période du mode fondamental de la structure
$V_{base}$	Force sismique latérale minimale à la base de la structure
$V_c$	Résistance en cisaillement du béton
$V_d$	Force sismique latérale de calcul à la base de la structure
$V_{design}$	Cisaillement de conception de la section du mur de refend
$V_e$	Force sismique latérale élastique à la base de la structure
$V_{f\ max}$	Cisaillement maximal à la base du mur de refend
$V_p$	Force sismique latérale à la base de la structure qui correspond au développement de la capacité probable du mur en flexion
$v_s$	Vitesse des ondes de cisaillement
$W$	Poids sismique
$z_{50}$	Déplacement pour lequel 50% de la capacité portante ultime est mobilisée

$Z_m$	Paramètre associé à la dégradation de la résistance du béton
$z_{p0}$	Déplacement auquel la plastification du sol se produit
$\gamma_c$	Poids volumique du béton armé
$\gamma_t$	Masse volumique totale du sol
$\Delta_f$	Déplacement horizontal au toit
$\delta_{\max}$	Déplacement maximum aux extrémités de chaque étage de la structure
$\delta_{\text{moy}}$	Déplacement moyen aux extrémités de chaque étage de la structure
$\varepsilon'_c$	Déformation en compression du béton armé correspondant à $f'_c$
$\varepsilon_{ct}$	Déformation pour laquelle survient la fissuration du béton en tension
$\varepsilon'_{cu}$	Déformation maximale au niveau de la fibre la plus comprimée de la section
$\theta_{ic}$	Capacité en rotation de la section du mur de refend
$\theta_{id}$	Rotation inélastique de la section du mur de refend
$\kappa$	Paramètre associé au degré de confinement du béton
$\zeta$	Taux d'amortissement
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\phi'$	Angle de frottement interne du sol
$\phi_c$	Coefficient de tenu du béton
$\phi_s$	Coefficient de tenu de l'acier d'armature
$\phi_{\text{sol}}$	Coefficient de tenu du sol
$\omega$	Pulsation du mode de vibration

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Comparaison du cisaillement à la base .....	162
Annexe B – Charges.....	164
Annexe C – Critères d'acceptation.....	166
Annexe D – Figures de résultats .....	172
Annexe E – Complément de la revue de littérature .....	177

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Mise en contexte

Montréal, Ottawa, Québec et toutes les grandes villes de l'Est canadien ont été fondées il y a plusieurs centaines d'années. La plupart des bâtiments qui y existent aujourd'hui ont été conçus et construits depuis plus de 50 ans, alors que les connaissances en sismologie et en technologie du bâtiment ne permettaient pas de prévoir efficacement l'impact des séismes sur les structures. Aujourd'hui, à la suite de nombreux séismes ayant ravagé les villes modernes telles que celui de Northridge aux États-Unis, celui de Kobe au Japon et celui du Saguenay dans l'Est canadien, les causes et les impacts des séismes sont beaucoup plus connus. Conjointement, l'évolution constante des codes de construction a eu pour effet de rendre non-conforme les structures existantes, même celles initialement conformes avec les codes en vigueur lors de leur conception, créant ainsi un déficit structural au niveau de la sécurité civile actuelle. La variété architecturale et l'âge avancés des constructions existantes jumelés avec l'aléa sismique résultent aujourd'hui en un défi social et économique de taille pour les administrations publiques. Les solutions disponibles ne sont pas toujours réalistes que ce soit au niveau patrimonial avec la démolition ou le renforcement d'une œuvre architecturale unique, ou encore social et politique par le manque de fonds pour la réhabilitation d'une structure problématique. La plupart des villes du monde se trouvent aux prises avec des enjeux importants liés à la durabilité des bâtiments, que ce soit la question de leur efficacité, réduction des émissions durant l'opération des bâtiments, prolifération de déchets de construction, rénovation, démolition pour n'en nommer que quelques-uns. Dans l'optique d'assurer la durabilité des bâtiments, une attention particulière devrait être portée à la fiabilité et à la sécurité des structures existantes. L'évaluation sismique des bâtiments devient donc un outil essentiel pour étudier, classer et planifier l'allocation des ressources de manière efficace et durable afin d'assurer l'objectif premier du Code national du bâtiment du Canada, la sécurité civile.

L'évaluation sismique d'un bâtiment est essentiellement guidée par le Code national du bâtiment du Canada, qu'il s'agisse d'une construction neuve ou d'un bâtiment existant. Historiquement, les analyses sismiques ne tiennent pas compte de la modélisation des fondations et considèrent l'apport du sol comme étant un effet d'encastrement à la base. Cette hypothèse est jugée conservatrice en raison de la capacité des sols flexibles à dissiper de l'énergie par déformation et décollement, et à

réduire les accélérations sismiques à la base. Le type de sol peut donc influencer la réponse sismique d'un bâtiment et l'éloigner de la réponse obtenue pour une hypothèse d'encastrement. La compréhension des effets de l'interaction sol-structure et leur intégration dans le processus d'analyse est donc fondamentale afin d'estimer la réponse structurale de façon plus réaliste. Récemment, grâce aux travaux cumulés de divers chercheurs dont notamment Eduardo Kausel, Steven Kramer et Jonathan Stewart, les procédés de modélisation des sols et l'étude de l'interaction sol-structure ont grandement progressé au point de fournir des outils très performants et relativement simples d'utilisation pour l'ingénieur. L'interaction sol-structure peut donc être prise en compte de diverse manière, que ce soit par un calcul analytique, une modélisation complète du système de sol ou une simplification du bâtiment sur ressorts.

Des études antérieures tiennent compte des effets de l'interaction sol-structure, mais presque essentiellement pour le comportement de bâtiments conçu selon les codes de construction actuels. Les bâtiments existants étant sensibles aux charges sismiques, la prise en compte de l'interaction sol-structure pourrait s'avérer bénéfique lors de l'évaluation sismique d'un bâtiment existant sur un sol flexible permettant de réduire le risque sur la sécurité civile à un moindre coût. De plus, lors d'un séisme, tous les éléments structuraux ne subissent pas la même demande inélastique. Ainsi, la prise en compte de la flexibilité du sol, ainsi que la possibilité de décollement des fondations peut permettre de redistribuer les efforts dans la structure et éventuellement réduire ou éviter les renforcements sismiques inutiles.

## 1.2 Objectifs

L'objectif principal de ce projet est d'étudier l'impact de la prise en considération des effets d'interaction sol-structure dans l'évaluation sismique des bâtiments existants. Plus précisément, ce projet a pour le but de :

- Comparer le comportement sismique global d'un système incluant et excluant l'effet de l'interaction sol-structure.
- Étudier la réponse sismique des éléments structuraux d'une structure linéaire élastique et d'une structure nonlinéaire lorsque soutenue par une sous-structure nonlinéaire permettant la flexibilité du sol et le décollement de la fondation.

- Développer un modèle de sol nonlinéaire pour chaque catégorie d'emplacement sélectionnée.
- Développer un modèle numérique de la structure d'un bâtiment représentatif des bâtiments de l'Est canadien.
- Réaliser et comparer les évaluations sismiques du bâtiment existant à l'aide des recommandations du CNBC 2010 et des recommandations de l'ASCE 41-13.
- Étudier l'impact d'une catégorie d'emplacement de type « D » par rapport à au type « B » en prenant en compte l'interaction sol-structure.
- Développer un cadre conceptuel dans OpenSEES qui puisse être réutilisé dans de futures études.

### 1.3 Méthodologie

Afin d'explorer la question de recherche et de réaliser les objectifs cités précédemment, un bâtiment fictif représentatif des bâtiments existants de l'Est canadien a été conçu en se basant sur des plans et des bâtiments de références existants. Des modèles numériques ont été réalisés en considérant diverses hypothèses, soit avec une structure élastique ou plastique et avec une sous-structure représentant un sol ferme ou un sol meuble. À partir de ces différents états initiaux, il a été possible de réaliser une évaluation sismique du bâtiment en considérant les recommandations du CNBC 2010 et celles de l'ASCE 41-13. Voici les étapes réalisées :

- Une revue de littérature sur l'évaluation sismique et sur les études antérieures par rapport à l'interaction sol-structure.
- Conception d'un bâtiment existant fictif et représentatif de l'Est canadien.
- Choix des accélérogrammes représentatifs de l'aléa sismique de l'Est canadien.
- Modélisation de la fondation et de la structure du bâtiment sur le logiciel OpenSEES.
- Vérification du modèle numérique.
- Analyses temporelles avec les modèles linéaires et nonlinéaires.



- Réalisation des évaluations sismiques et comparaison des réponses avec l'impact de l'interaction sol-structure.

## **1.4 Organisation du mémoire**

Ce mémoire de maîtrise est divisé en six chapitres. Le premier chapitre présente la problématique, les objectifs ainsi que la méthodologie utilisée dans ce projet. Le deuxième chapitre résume la revue de littérature réalisée sur les deux sujets abordés dans cette recherche soit : l'évaluation sismique et l'interaction sol-structure. Cette revue se veut relativement générale et vise à introduire le lecteur aux sujets techniques abordés dans cette recherche et à leur historique. Le troisième chapitre décrit la configuration du bâtiment fictif, sa conception et son dimensionnement. Une seule superstructure est conçue, mais plusieurs modèles de fondation sont dimensionnés afin de tenir compte de la variabilité de la sous-structure. Le quatrième chapitre aborde la modélisation numérique sur le logiciel OpenSEES. La sélection et l'étalonnage des accélérogrammes sont réalisés, suivi de la modélisation des divers éléments structuraux linéaires et nonlinéaire de la superstructure et suivi de la modélisation et du paramétrage des éléments de la sous-structure. Le cinquième chapitre résume la réalisation des analyses statiques et temporelles pour obtenir des résultats à partir des modèles réalisés précédemment. Ce chapitre présente également les résultats de l'évaluation sismique en utilisant les recommandations des différents codes de construction. Finalement, le sixième et dernier chapitre présente les conclusions et recommandations, les limitations de la recherche et les travaux futurs. Quatre annexes complètent également le mémoire en fournissant des tableaux de données supplémentaires et des informations complémentaires.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre résume deux sujets importants touchés dans cette recherche : le processus d'évaluation sismique selon la pratique actuelle au Canada et les études antérieures qui portent sur l'interaction sol-structure. Il a été jugé intéressant d'inclure un bref historique pour mettre en contexte chacun des deux sujets abordés.

### 2.1 Évaluation sismique

L'évaluation sismique est un outil utilisé en génie parasismique pour analyser la conformité d'une structure soumise à un danger sismique. Bien que l'histoire récente et la mémoire collective de la population semblent trop souvent oublier le danger des séismes, l'Est canadien est une zone économique importante et vulnérable aux tremblements de terre. Par ailleurs, une étude récente portant sur les catastrophes et désastres naturels est arrivée à la conclusion qu'un tremblement de terre serait la plus grande catastrophe naturelle menaçant le Canada (Etkin, Haque, Bellisario, & Burton, 2004). La figure 2.1.1 illustre le processus de solution à la menace sismique contenant l'étape de l'évaluation sismique.

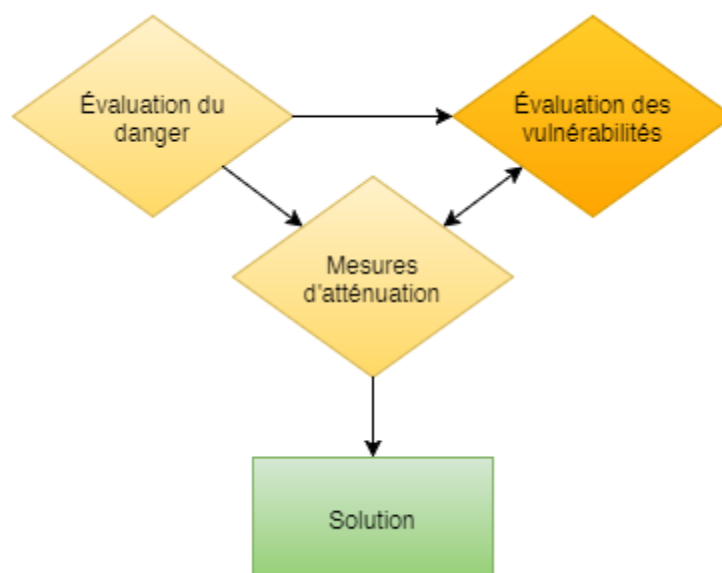


Figure 2.1.1 - Schéma de solution pour la réhabilitation sismique

Chaque losange représente un axe de recherche bien précis. En premier lieu, il s'agit d'évaluer et de quantifier le danger sismique d'une localité en termes de sismologie, c'est-à-dire, à quelle intensité de séisme peut-on s'attendre dans cette localité? En second lieu, l'évaluation des

vulnérabilités consiste en l'évaluation sismique du bâtiment, qui permet de quantifier les dommages et les pertes probables qui seraient causés par le niveau de danger sismique prévu à la première étape. En dernier lieu, les mesures d'atténuation qu'il est possible de mettre en œuvre afin d'améliorer le comportement d'un bâtiment soumis à un séisme (p. ex. ajouter des contreventements) et d'ainsi réduire la probabilité de dommages et de pertes estimés à la deuxième étape.

L'évaluation sismique est donc une étape importante du processus de réhabilitation sismique, car c'est le principal outil permettant de statuer sur l'état d'un bâtiment et aussi de quantifier les déficits du bâtiment (résistance, ductilité, rigidité) dans l'ensemble, mais également des éléments structuraux ou non structuraux individuels par rapport à une valeur de référence exigée par des normes. Cette quantification est par ailleurs spécifique à chaque bâtiment, car chaque bâtiment est unique dans son architecture, mais également dans son usage. Dans un monde parfait, les résultats d'une évaluation sismique permettraient de cerner les travaux nécessaires pour réduire le risque sismique, tout en minimisant également l'impact et les coûts de rénovation, car l'appréciation des variables économiques, techniques et sociales est essentielle à la réalisation d'un projet de réhabilitation sismique. Cette situation parfaite n'existe malheureusement pas, entre autres parce que la réhabilitation sismique est un domaine jeune pour lequel subsiste un manque de documentations canadiennes (RCRP, 2009). Par ailleurs, le séisme de Saguenay en 1988, qui est le plus important tremblement de terre enregistré dans l'Est canadien depuis 60 ans, a causé une proportion beaucoup plus grande de dommages aux éléments non structuraux, causant l'arrêt des opérations pour plusieurs entreprises, alors que les dommages aux structures étaient limités (Foo, Naumoski, & Cheung, 2000).

Le déficit en résistance d'un bâtiment existant peut être rapidement décelé par une comparaison des forces sismiques de cisaillement à la base pour l'année de conception et l'année d'évaluation. Les codes de construction du passé n'incluaient pas toujours de recommandations pour la conception parasismiques ou encore celles-ci n'étaient pas suffisantes ou cohérentes avec la structure conçue. Ce sont des séismes assez récents tels que ceux de San Francisco en 1906, El Centro en 1940 et Northridge en 1994 qui ont incité les administrations et fourni des informations nécessaires, pour concevoir des bâtiments et des codes de construction prenant en compte une meilleure compréhension du génie parasismique. Cette évolution progressive des codes de

construction a néanmoins créé une variation entre ce qui était considéré acceptable autrefois et ce qui l'est maintenant.

Afin de déterminer une norme de construction et afin de réaliser la conception du bâtiment, une étude de comparaison des cisaillements à la base de conception a été réalisée. La figure 2.1.2 présente l'évolution du calcul du cisaillement à la base selon les différentes éditions du code national du bâtiment. Un résumé des différences entre les différentes éditions du CNBC est également disponible dans l'article publié par Mitchell et al. (2010). La figure est construite pour un bâtiment avec cadre rigide en béton armé et indique la valeur du cisaillement à la base ( $V_{base}$ ) normalisé par la masse ( $W$ ). Les calculs complets sont fournis à l'annexe A. Le code de 1941 est le premier à incorporer des notions de charge sismique latérale. Les codes de construction précédents n'incluaient que des charges latérales de vent. En 1941, le calcul était basé sur un seul coefficient ayant deux valeurs possibles et se multipliant à la masse du bâtiment. Il est également important de noter que les éditions du code antérieures à 1970 ne contiennent aucune exigence de conception parasismique. Ainsi, en plus de la charge latérale plus faible, les éléments n'étaient pas conçus de manière à être stables sous des charges cycliques.

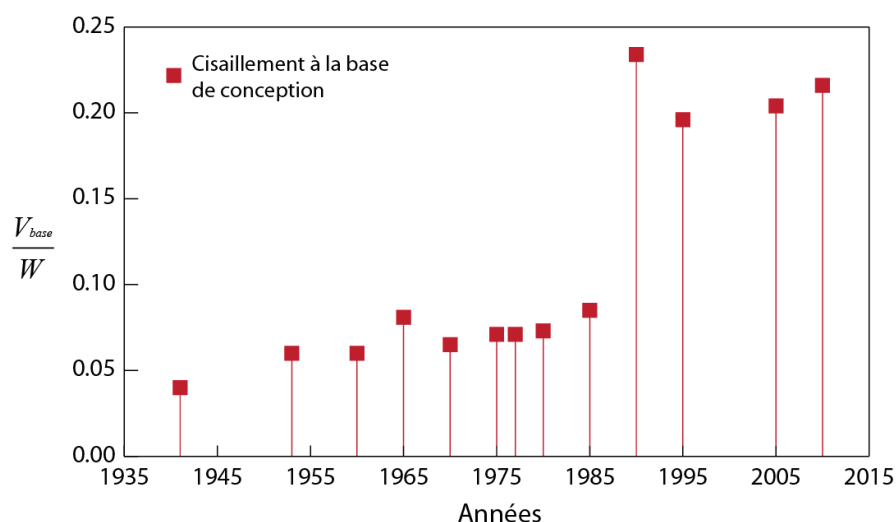


Figure 2.1.2 – Évolution du calcul du cisaillement à la base pour différentes éditions du code national du bâtiment pour un bâtiment en béton armé.

Ce constat représente bien la problématique du patrimoine bâti existant dans l'Est canadien, d'autant plus qu'une étude récente réalisée par Travaux publics et Services gouvernementaux Canada (TPSGC) indiquait que l'âge moyen des bâtiments publics était de 40 ans (Cheung, Foo, &

Granadino, 2000). La variation qui survient en 1990 à la figure 2.1.2 provient de l'introduction du concept de ductilité et de l'hypothèse que le bâtiment de référence dans ce calcul n'est pas ductile (p.ex. pour les années 2005 et 2010, le coefficient de modification de force liée à la ductilité ( $R_d$ ) et celui lié à la surrésistance ( $R_o$ ) ont des valeurs respectives de 1,5 et 1,3).

### 2.1.1 Documentation canadiennes pour l'évaluation sismique

Au Canada, un ingénieur-conseil recevant le mandat de faire l'évaluation sismique d'un bâtiment existant dispose comme outil principal du code national du bâtiment du Canada (CNBC), principale norme canadienne émise par le Conseil national de recherche du Canada (CNRC). Le CNBC incorpore des renvois vers de multiples autres normes spécifiques pour la protection incendie, pour la conception de structures en béton armé, en bois ou en acier, mais dans l'ensemble, tous ces documents ont pour objet la conception de nouveaux bâtiments. En se limitant à la documentation canadienne, il n'existe donc que très peu d'information qui aideront l'ingénieur-conseil dans le processus d'évaluation sismique.

Au Québec, la partie 10 du code de construction 2005 (CCQ) prévoit qu'en cas de transformation du bâtiment, il est nécessaire de rehausser la résistance au minimum à 60% du niveau de protection sismique prescrit pour un bâtiment neuf. Le « Commentaire L » du CNBC recommande également cette réduction de 60% de l'effort sismique dans son tableau des combinaisons de charges (figure 2.1.4), mais la différence est qu'au Québec, cet article est obligatoire, alors que dans le CNBC, il est recommandé. Il est à noter que la réduction est considérée constante et ce peu importe le niveau de fiabilité des données du bâtiment parce que les séismes comportent un haut niveau d'incertitude.

Tableau 2.1.1 – Facteur de réduction de l'effort sismique adapté du Commentaire L.

Niveau de fiabilité	Charge permanente		Surcharge ou charge de neige	Charge de vent	Charge sismique
	Active	Résistante			
5	1.25	0.9	1.5	1.4	0.6
4	1.2	0.92	1.4	1.3	0.6
3	1.15	0.95	1.3	1.2	0.6
2	1.11	0.97	1.2	1.1	0.6
1 ou 0	1.08	1	1	1	0.6

Ce coefficient de réduction est apparu pour la première fois au Canada dans une référence du CNRC : Lignes directrices pour réaliser une évaluation sismique (Rainer, Allen, & Jablonski, 1992). Ce document est lui-même basé sur plusieurs références américaines dont le FEMA 1992, qui intègrent aussi ce coefficient de réduction. Allen et Rainer (1995) indique que le coefficient canadien n'a par contre pas la même valeur que son équivalent américain, en raison de la différence entre l'objectif visé par la réhabilitation, soit la sécurité civile, et celui du CNBC 1990 qui est la sécurité structurale. Le tableau 2.1.2, tiré de la référence précédente, exprime les différentes valeurs possibles de ce coefficient pour différents niveaux de risque sismique et différentes structures. Les auteurs indiquent qu'au final, seul le coefficient de 0,6 est conservé pour simplifier la démarche et en raison des incertitudes liés aux analyses sismiques. Allen et Rainer notent également que le facteur de réduction de 0,6 est inférieur à ceux du FEMA 1992 qui sont de 0,67 pour les bâtiments moyens à grand et de 0,85 pour les petits bâtiments rigides. Ils expliquent que ces différences sont dues à une calibration différente du CNBC et à la sismicité plus grande des régions visées par le FEMA 1992.

Tableau 2.1.2 – Facteur de réduction pour l'évaluation sismique. Adapté de Allen & Rainer (1995).

Catégorie de risque	Redondance		
	Faible	Moyenne	Élevée
Élevée	1	0.8	0.63
Moyenne	0.8	0.6	0.5
Faible	0.63	0.5	0.4

Par ailleurs, il est possible de mesurer et de comparer l'impact de cette réduction sur les niveaux d'accélérations spectrales indiquées par le spectre de conception du CNBC 2010. La figure 2.1.3 présente les spectres de conception pour les villes de Québec et de Montréal en tenant en compte de différentes périodes de retour et d'une catégorie d'emplacement « C » obtenus sur le site Internet de Ressources naturelles Canada (2014). Le niveau d'aléa sismique spécifié par le CNBC 2010 est indiqué par la ligne rouge. Il s'agit d'un événement sismique ayant une période de retour de 2475 ans, soit le niveau jugé acceptable pour une construction neuve. Les spectres tracés ci-dessous représentent des périodes de retour plus courtes qui peuvent être utilisées pour évaluer la réponse de la structure soumise à une charge de service plus faible, mais plus récurrente. Il est important de noter que ces spectres sont extraits d'un modèle d'atténuation sismique et représentent donc des

valeurs d'accélérations spectrales pour un risque uniforme, ce qui n'est pas le cas pour le coefficient de réduction de 60%. La figure 2.1.4 illustre ce point en affichant le ratio entre les spectres de plus grande récurrence et celui du spectre de référence du CNBC 2010 pour différentes périodes. Pour la ville de Québec, il apparaît que réduire l'effort sismique total est environ équivalent à considérer une probabilité de dépassement de 5% en 50 ans. L'agrandissement de la figure indique néanmoins une importante variation selon la période de vibration du bâtiment, ce qui indique que pour une même localité, deux bâtiments pourraient avoir un niveau de risque différent. Cette affirmation est également vraie pour toutes localités différentes et pourrait même présenter des variations plus importantes du niveau de risque comme indiqué par Pekelnicky et Poland (2012) pour des localités américaines.

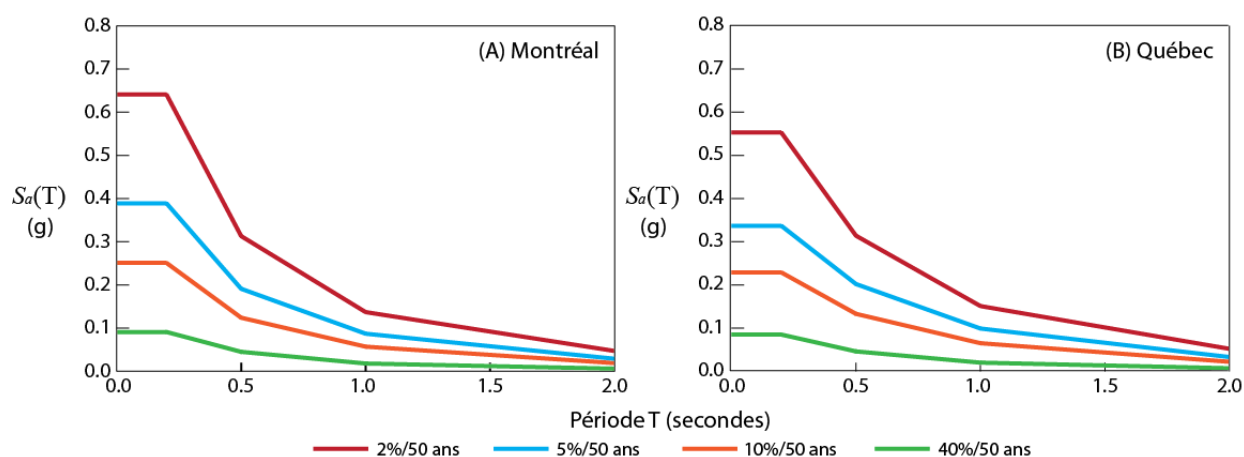


Figure 2.1.3 – Accélérations spectrales pour différents niveaux d'aléa sismique pour les villes de Montréal et de Québec.

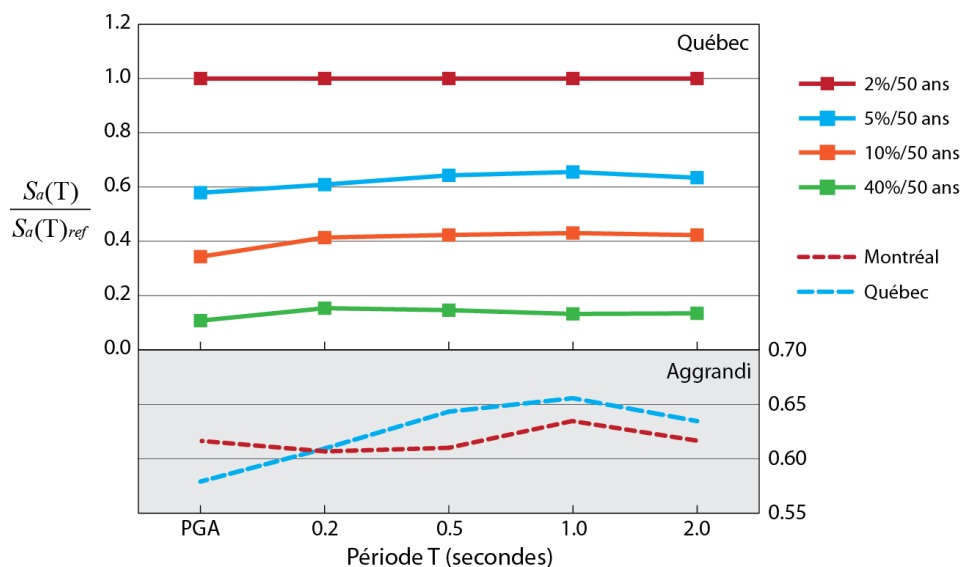


Figure 2.1.4 – Rapport entre les spectres de plus grandes récurrences par rapport au spectre de référence pour Québec. Comparaison pour un niveau de risque de 5%/50 ans avec Montréal.

Outre le coefficient de réduction du CNBC 2010, il existe aussi des lignes directrices développées par le CNRC de 1992 à 1995, afin de régulariser les procédures de réhabilitation des structures existantes. Ces documents sont principalement basés sur les méthodes des ouvrages de références américaines tels que le FEMA 154 et le ATC-14, mais sont spécialement adaptés aux conditions canadiennes. Une procédure complète en trois guides a été créée:

1. Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique (dépistage).
2. Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants.
3. Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants.

Le manuel de sélection (ou dépistage) des bâtiments en vue de leur évaluation sismique (Rainer et al., 1992) est un outil principalement destiné aux gestionnaires de parcs immobiliers, car il permet d'obtenir rapidement l'aperçu de l'état d'un bâtiment ou de toute une liste de bâtiments et il devient alors possible de comparer et de prioriser ces bâtiments sur une base neutre. La procédure consiste en l'obtention de deux indices de classement : l'indice structural et l'indice non structural. Ces indices sont obtenus par l'addition de facteurs comme : l'emplacement du bâtiment, la condition de site, le type et l'utilisation de la structure, les irrégularités (distribution irrégulière de la masse, sensibilité à la torsion, etc.), l'âge du bâtiment, l'importance du bâtiment et les caractéristiques d'occupation. Le score d'un bâtiment est obtenu par l'addition des deux indices et donc plus un



score est élevé, plus il est considéré comme important de faire des analyses plus détaillées. L'édition de 1992 du document de dépistage est basée sur le CNBC 1990, puis une version révisée a été produite par (Saatcioglu, Shooshtari, & Foo, 2013) pour être compatible avec le CNBC 2010. Cet outil a été largement utilisé par le TPSGC qui considère un score limite de 12 et plus pour la réalisation d'une évaluation sismique.

Le document « Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants » (Allen, Rainer, & Jablonski, 1992) fournit des recommandations qualitatives et quantitatives afin d'identifier les vulnérabilités des systèmes structuraux et non-structuraux d'un bâtiment sous charge sismique. Lorsqu'un bâtiment dépasse le score limite lors du dépistage, la prochaine étape consiste à utiliser le manuel d'évaluation sismique du NRC. L'objectif de cette seconde étape est d'identifier les vulnérabilités structurales et non-structurales spécifiques pour le bâtiment en question. La procédure est largement qualitative et contient également des recommandations et calculs basés sur la méthode statique équivalente (MSE) du CNBC. Son application est relativement limitée et ne permet pas la réalisation d'analyse quantitative plus poussée.

Le document de lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants (Allen, 1995) procure essentiellement des recommandations qualitatives et prescriptives pour effectuer la réhabilitation du bâtiment. Cette dernière étape est nécessaire si l'évaluation montre que le bâtiment n'est pas conforme à la réponse minimalement acceptable. Ce document a été développé par le CNRC avec l'appui financier du TPSGC qui est un important donneur d'ouvrage et propriétaire immobilier au Canada. Le TPSGC est également l'instigateur de plusieurs autres rapports scientifiques canadiens en lien avec la réhabilitation sismique portant entre autre sur les structures en maçonnerie (PWGSC, 1995, 2000a, 2000b).

Finalement, le « Commentaire J » du CNBC 2010, Calcul fondé sur les effets dus aux séismes, contient les paragraphes 83 et 84 qui témoignent des difficultés actuelles de la littérature canadienne à fournir des dispositions spécifiques pour l'évaluation et la réhabilitation des bâtiments existants. Les lecteurs sont renvoyés vers le commentaire L pour des dispositions générales et vers des guides américains tel que le FEMA-273, FEMA-274 et l'ATC-40 pour une démarche plus complète d'évaluation et de réhabilitation sismique.

Dans l'ensemble, la documentation canadienne forme un ensemble de littérature décousu qui ne reflète pas la réalité actuelle. La méthode d'évaluation mise au point par le CNRC en 1992 est une

bonne piste de solution, mais ce guide est aujourd'hui vieux de plus de 20 ans et incompatible avec le CNBC 2010. Cette difficulté d'utilisation paraît d'avantage lorsque ces documents sont comparés à la documentation américaine comme la très récente norme ASCE 41-13.

## **2.1.2 Documentation américaines pour l'évaluation sismique**

La documentation américaine à propos de l'évaluation sismique est beaucoup plus riche et plus récente que la documentation canadienne. Cette réalité s'explique probablement par leur population dix fois plus importante ou encore par le fait que les États-Unis sont la première puissance économique mondiale. Dès 1987, le conseil de technologie appliquée (*Applied Technology Council* - ATC), une société californienne sans but lucratif, mise en place par l'association des ingénieurs en structures de la Californie (SEAOC), publie un premier guide à propos de l'évaluation sismique, l'ATC-14 en 1987. Ce document introduit le concept de dépistage des bâtiments qui sera également utilisé par les guides du CNRC. L'ATC publie ensuite plusieurs autres documents portant sur l'évaluation sismique, dont l'ATC-22 et surtout l'ATC-40 qui est encore aujourd'hui une référence majeure pour aider à la modélisation numérique des structures. L'agence de gestion des urgences du gouvernement fédéral américain (*Federal Emergency Management Agency* - FEMA) contribue de façon importante à la littérature dans le domaine et est reconnue pour la production de lignes directrices pour l'évaluation et la réhabilitation sismique, telles que le FEMA 273 en 1997. En contraste avec les documents canadiens, le FEMA assure la constante mise à jour de ses documents, par la publication subséquente des FEMA 310 et FEMA 356. Ce contexte favorise la transformation de ces guides en normes à travers la société américaine des ingénieurs civils (*American Society of Civil Engineers* - ASCE). L'ATC-14 devient, l'ASCE 31-03 qui est spécialisé pour l'évaluation sismique et le FEMA 273 devient l'ASCE 41-06 qui est spécialisé pour la réhabilitation sismique. En 2013, la norme ASCE 41-13 est créée à partir de la fusion des deux normes précédentes afin de faciliter les procédures d'évaluation et d'éliminer des contradictions. Cette revue de littérature s'intéresse principalement à cette nouvelle norme, bien que beaucoup d'autres références américaines soient très pertinentes.

### **2.1.2.1 Objectif de performance**

L'ASCE 41-13 est une norme utilisant la méthode de conception par performance. Pour faire l'utilisation de cette norme, il est important de comprendre l'agencement logique des objectifs de

performance et des critères de conception. Un objectif de performance est défini comme un ensemble de sous-objectifs (*performance goals*). Chaque sous-objectif est le produit d'un niveau de performance jumelé avec un niveau de danger sismique et pour considérer avoir atteint ce sous-objectif, ce produit doit être comparé à un critère d'acceptation. L'ensemble de cette construction imagée est illustré par la figure 2.1.5.

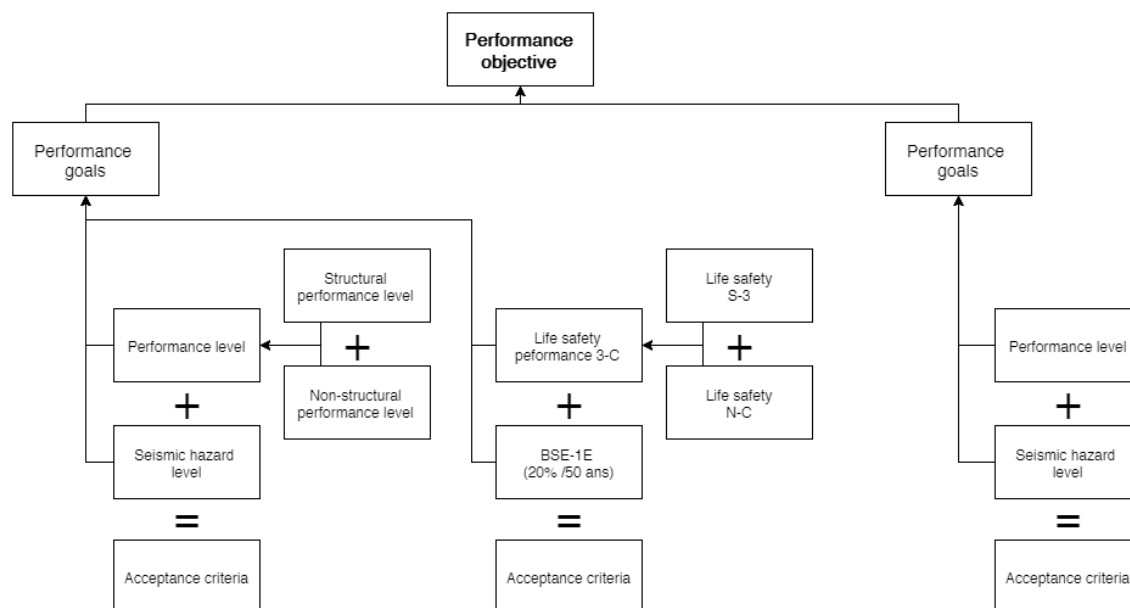


Figure 2.1.5 – Schéma des liens logiques d'un objectif de performance. (ASCE 41-13)

Le niveau d'aléa sismique est défini de la même manière que pour les codes canadiens, c'est-à-dire avec une probabilité de dépassement d'un modèle d'atténuation sismique. Comme indiqué au tableau 2.1.3, plus la probabilité de dépassement est faible, plus l'intensité du séisme qui dépasse ce niveau est grande et donc plus le spectre de réponse sera grand. L'ASCE 41-13 spécifie quatre valeurs d'aléa sismique à utiliser pour obtenir des résultats comparables avec ses critères d'acceptations: 2% /50 ans (BSE-2N), 5% /50 ans (BSE-2E), 20% /50 ans (BSE-1E) et 50% /50 ans.

Tableau 2.1.3 – Périodes de retour pour différents niveaux de danger.

Probabilité de dépassement	Période de retour moyenne (ans)
50% /30 ans	43
50% /50 ans	72
20% /50 ans	225
10% /50 ans	475
5% /50ans	975
2% /50 ans	2475

Des acronymes sont donnés à chaque niveau d'aléa afin de simplifier leur désignation. BSE-2N signifie, séisme de sécurité de base (BSE) de niveau 2 pour une nouvelle construction (2N). L'acronyme 2E ou 1E signifie que ce niveau d'aléa est considéré pour une construction existante. Dans la figure 2.1.5, ces niveaux d'aléa sont croisés avec des niveaux de performance pour obtenir un tableau de possibilités. Chacune de ces possibilités représente un sous-objectif qu'il est possible d'atteindre et l'ASCE 41-13 recommande trois possibilités d'ensembles de sous-objectifs à viser :

- Objectif de performance de base (BPOE) qui incluent :
  - [ g et l ]
- Objectifs améliorés qui incluent :
  - [ g et i, j, m, n, o ou p ] ou [ l et e ou f ]
- Objectifs limités qui incluent :
  - [ g seul ] ou [ l seul ]

Ainsi, un bâtiment répondant à l'objectif de base BPOE devrait subir peu de dommage pour des séismes fréquents dont la période de retour est faible, mais nettement plus de dommages pour des séismes plus importants, tout en prévenant la ruine du bâtiment pour un aléa sismique BSE-2E. Cette matrice simple et compréhensible permet ainsi à toute personne de spécifier leurs intentions au moment d'évaluer un bâtiment existant.

		Niveau de performance			
		Opérationnel (1-A)	Occupation immédiate (1-B)	Sécurité civile (3-C)	Prévention de la ruine (5-D)
Niveau d'aléa sismique	50% /50 ans	a	b	c	d
	BSE-1E (20% /50 ans)	e	f	g	h
	BSE-2E (5% /50 ans)	i	j	k	l
	BSE-2N (2% /50 ans)	m	n	o	p

Figure 2.1.6 – Croisement des niveaux de performance avec les niveaux d'aléa sismique. Adapté de ASCE 41-13.

Les niveaux de performance possèdent également leurs dimensions et sont tirés d'un croisement entre deux autres variables : le niveau de performance structural et le niveau de performance non-structural. Les quatre niveaux de performance indiqués à la figure 2.1.6 sont des niveaux pré sélectionnés et privilégiés par l'ASCE 41-13 parce qu'ils sont les choix les plus fréquents. Il est néanmoins possible de faire tout autre choix en suivant la matrice du tableau 2.1.4 et en définissant un niveau de performance désiré pour la structure et un autre pour les éléments non-structuraux. Notez qu'il n'est pas conseillé de choisir un niveau de performance maximal d'une catégorie et minimal pour l'autre. Les quatre niveaux de performance sélectionnés, ainsi que leurs acronymes sont :

- Opérationnel 1-A
- Occupation immédiate 1-B (IO)
- Sécurité civile 3-C (LS)
- Prévention de la ruine 5-D (CP)

Ces niveaux de performances visés sont ensuite comparés avec un critère d'acceptabilité de type contrôlé par la force, ou contrôlé par les déplacements selon l'analyse et selon le type de structure analysé. L'ASCE 41-13 comporte un chapitre sur les structures en béton, les structures en bois, les

structures en acier et donne des critères d'acceptation spécifiques pour chaque niveau de performance prédéfini et chaque type de structure.

Tableau 2.1.4 – Sélection des niveaux de performances

Niveaux de performance non-structurale	Niveaux de performance structurale					
	Occupation immédiate (S-1)	Contrôle des dommages (S-2)	Sécurité civile (S-3)	Sécurité limitée (S-4)	Prévention de la ruine (S-5)	Non considéré (S-6)
Opérationnel (N-A)	Opérationnel 1-A	2-A	Non recommandé	Non recommandé	Non recommandé	Non recommandé
Rétention de la position (N-B)	Occupation immédiate 1-B	2-B	3-B	4-B	Non recommandé	Non recommandé
Sécurité civile (N-C)	1-C	2-C	Sécurité civile 3-C	4-C	5-C	6-C
Non considéré (N-D)	Non recommandé	Non recommandé	3-D	4-D	Prévention de la ruine 5-D	Aucun retrofit

Finalement, le document fournit une description de chaque niveau de performance afin de permettre au lecteur, d'imaginer ou d'estimer l'étendue des dégâts selon le niveau choisi. Il est, entre autres, spécifié que le niveau de performance attendue pour une construction neuve conçue avec les codes de construction actuelle se situe entre le niveau de sécurité civile (3-C) et le niveau de prévention de la ruine (5-D).

- 1-B : Aucune déformation latérale permanente. La structure possède une résistance proche de celle d'origine (peu de perte de résistance). L'occupation des lieux est encore possible.
- 3-C : La structure possède encore une partie de sa résistance latérale sur chaque étage. Le système structural gravitaire est fonctionnel. Il y a des déformations latérales permanentes. Les cloisons et les murs sont endommagés. L'occupation des lieux est improbable avant réparation. Les réparations ne sont possiblement pas économiquement viables.
- 5-D : La structure possède peu de résistance latérale, mais le système gravitaire fonctionne. Le bâtiment subi de grandes déformations latérales permanentes. Certaines sorties sont potentiellement bloquées. Le bâtiment est dans un état près de l'effondrement et ne devrait pas être occupé.

Dans le cadre de cette recherche, ces descriptions permettent de comparer la réponse attendue par niveau de performance prescrit du CNBC 2010 par rapport à d'autres niveaux de performance. Il est ainsi possible de retracer la performance obtenue dans l'ASCE 41-13 en suivant les recommandations du CNBC 2010.

### **2.1.2.2 Procédures d'analyse et critère d'acceptation**

L'ASCE 41-13 définit trois types d'analyses possibles pour faire l'évaluation d'un bâtiment : les analyses linéaires, les analyses non linéaires et les analyses alternatives acceptables. Les analyses linéaires comprennent soit l'analyse statique linéaire (LSP) ou encore l'analyse dynamique linéaire (LDP) telles que l'analyse modale du spectre de réponse. Les analyses non linéaires comprennent l'analyse statique non linéaire (NSP) telle qu'une analyse de type « *pushover* » ou encore l'analyse dynamique non linéaire (NDP) telles que les analyses temporelles. Les analyses alternatives sont simplement une ouverture vers d'autres méthodes rationnelles possibles. Trois des méthodes indiquées ci-dessus possèdent leur équivalent dans le CNBC 2010, soit la LSP, la LDP et la NDP.

À partir de ces méthodes d'analyses calibrées sur les recommandations faites jusqu'à présent, il est possible d'obtenir des résultats qui doivent alors être comparés à un critère d'acceptation. L'ASCE 41-13 définit différents critères d'acceptation selon que la composante évaluée est d'une importance primaire ou secondaire et que son mode de rupture est contrôlé par la force ou par la déformation. En comparaison, le CNBC 2010 ne fait pas de distinction entre les composantes et ne considère qu'un seul mode de rupture contrôlé par la force, ce qui est logique pour une nouvelle construction où la ductilité est bien encadrée, mais l'est beaucoup moins pour des bâtiments existants.

#### *Composantes primaires et secondaires*

Une composante primaire est essentiellement une membrure qui résiste directement à la charge sismique, alors qu'une composante secondaire est une membrure qui n'a pas besoin de résister à ces forces, mais qui doit tout de même subir des déformations en conservant ses charges de gravité.

#### *Mode de rupture : Force - Déformation*

Une composante dont le mode de rupture est contrôlé par la déformation, présente un comportement ductile ou semi-ductile et est représentée par la figure 2.1.7, type 1 et 2. La première section entre le point 0 et 1 est la partie purement élastique de la réponse de la composante qui est

suivie d'une section élastoplastique entre les points 1 et 2. Il y a ensuite une importante perte de résistance entre le point 2 et 3 qui peut causer la rupture de la composante (type 2) ou encore permettre à la composante de poursuivre une déformation, mais avec un ratio de résistance beaucoup plus faible (type 1). Une composante dont le mode de rupture est contrôlé par la force présentera un comportement fragile comme indiqué par le type 3 de la figure 2.1.7. Un exemple typique de mode de rupture contrôlé par la déformation est la rotule plastique dans une poutre, alors qu'un exemple de contrôle par la force serait l'effort tranchant dans une poutre, ou la charge axiale dans une colonne. Cette désignation particulière permet à l'ASCE 41-13 d'encourager l'ajout de ductilité dans la structure à travers l'obligation de considérer certaines membrures comme contrôlées par la déformation. La figure 2.1.8 indique la position désirée de la norme pour les différents niveaux de performance définis plus tôt.

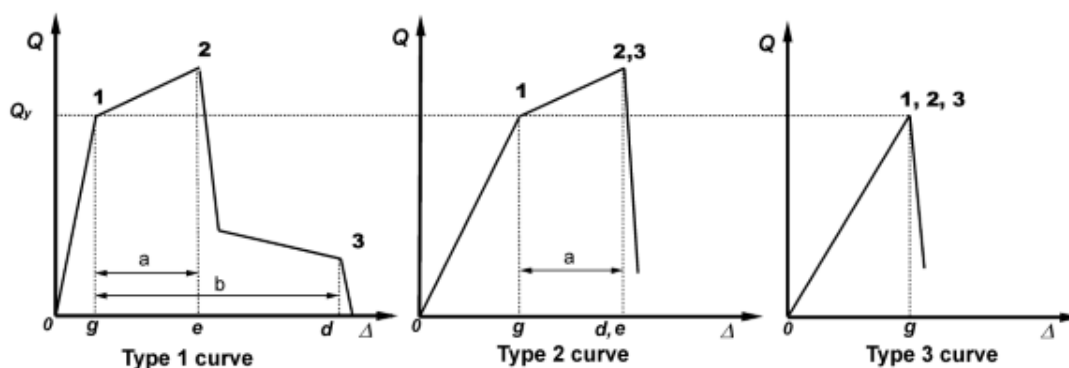


Figure 2.1.7 – Courbes force-déformation pour différents types de comportements

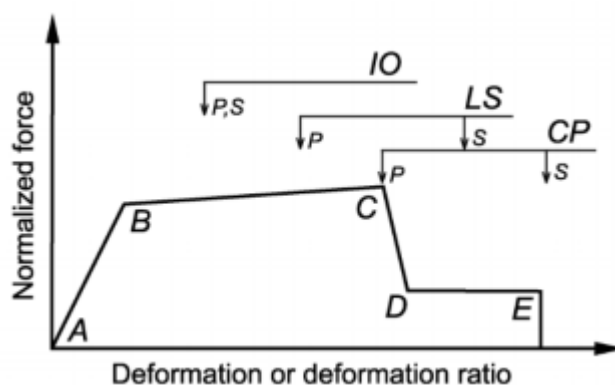


Figure 2.1.8 – Illustration des objectifs de performance et des critères d'acceptation par rapport à une courbe force-déformation type.



Lorsque le type de critère d'acceptation est fixé, la valeur qu'il prend selon la composante et le type de structure est indiquée dans le chapitre correspondant. La norme fournit un chapitre différent contenant les critères d'acceptation correspondant pour les structures d'acier, de béton, de bois et de maçonnerie.

## 2.2 Interaction sol-structure

Le point commun de tout bâtiment est d'être construit sur un sol. Il existe cependant une grande variété de sols, et ce sur une même localisation géographique. Ces sols peuvent varier d'un type très solide comme un roc, à un type plus fragile comme une argile sensible. Durant un tremblement de terre, des vibrations sont générées par une faille profonde (l'hypocentre) et se propagent à travers le sol (figure 2.2.1). Selon les propriétés du sol, les ondes sont modifiées et réfléchies durant leur propagation vers la surface, où elles entrent alors en contact avec des fondations de bâtiments. Ces ondes sont alors transmises à la structure qui se met en mouvement. La vibration de la structure va à son tour générer des ondes dans le sol et ainsi modifier le signal incident. Cette continuelle interaction entre le sol, la fondation et la structure est ce qui s'appellera dans cette recherche, l'interaction sol-structure (ISS).

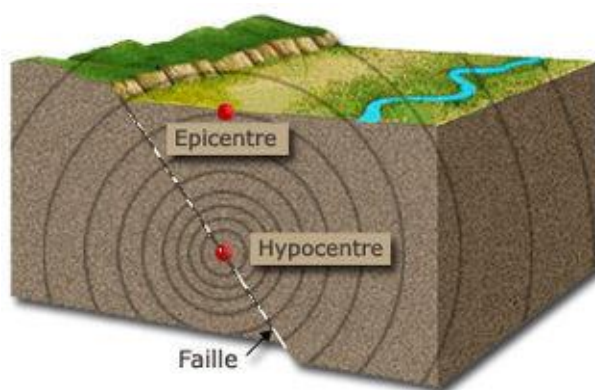


Figure 2.2.1 – Propagation des ondes à partir de la faille et définitions du vocabulaire.

Le terme ISS (en anglais SSI) comporte une littérature beaucoup plus vaste que la revue qui en sera faite ici. En raison des ramifications diverses de ce terme, plusieurs auteurs anglophones préfèrent aujourd'hui faire référence au terme interaction sol-fondation-structure (SFSI) pour désigner spécifiquement les effets dynamiques d'interaction du sol et de la structure en génie parasismique Mason et al. (2013). Cette désignation permet également de faire la distinction entre d'autres effets

d'interaction récemment étudiés tel que, l'interaction structure-sol-structure (SSSI), pour désigner les effets à plus grande échelle d'interaction entre différents bâtiments rapprochés sur un même sol également appelé, interaction site-ville en français (Gueguen, Semblat, Bard, & Chazelas, 2013). Le lecteur intéressé par les effets SSSI est référé à la revue de littérature de Lou et al. (2011), ainsi qu'aux travaux récents de Mason et al. (2013).

Une section introductive de la revue de littérature pour l'interaction sol-structure est disponible en annexe E. Cet annexe inclus un historique des méthodes de solutions de l'ISS, ainsi qu'une introduction de ces différentes méthodes. Ci-dessous, la méthode de sous-structure, qui est celle utilisée dans ce mémoire, est expliquée plus en détail.

### **2.2.1 Méthode des sous-structures**

La méthode des sous-structure a été introduite par Kausel et Roësset (1974) afin de résoudre les problèmes d'incohérence entre les solutions analytiques et les résultats des analyses numériques trop simplifiée de l'époque. La méthode est constituée de trois étapes qui sont :

1. L'interaction cinématique.
2. Les fonctions d'impédance.
3. L'interaction inertielle.

Il s'agit des mêmes étapes décrites pour la figure . Il est à noter que ces trois étapes sous-entendent que le signal sismique est déjà calculé en champ libre. La recombinaison des systèmes pour obtenir la solution nécessite l'hypothèse de superposition et donc de réponse linéaire du sol et de la structure (S. Kramer & Stewart, 2004). Cette hypothèse n'est par contre habituellement respectée que dans un sens linéaire-équivalent (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012) et plusieurs développements de la méthode font appel à des éléments numériques se déformant de manière nonlinéaire pour la structure et pour le sol.

Il est également utile d'illustrer les différentes formes que peut prendre la méthode des sous-structures à la figure 2.2.2 (Ostadan, 2006). En présence d'une fondation rigide, l'ensemble des déplacements de la fondation peut se faire à l'aide de trois degrés de liberté pour un système en deux dimensions. En présence d'une fondation moins rigide, les différents éléments de la fondation peuvent être modélisés et connectés à une distribution de ressorts pour représenter l'ensemble des

degrés de liberté de la structure. Cette seconde méthode est celle retenue dans cette recherche et est présentée à la section suivante. Les deux dernières méthodes sont plutôt utilisées en géotechnique dans les logiciels d'éléments finis reconnus que sont SASSI (*A System of Analysis of Soil-Structure Interaction*) (Lysmer, Ostadan, & Chin, 1999) et CLASSI (*Continuum Linear Analysis of Soil-Structure Interaction*).











Method Analysis	Rigid Boundary	Flexible Boundary	Flexible Volume	Subtraction
Site Response Analysis (a)				
Scattering Analysis (b)			None	None
Impedance Analysis (c)				
Structural Response Analysis (d)	Standard	Standard +	Standard +	Standard +

Figure 2.2.2 – Différentes méthodes des sous-structures avec leurs étapes respectives. Adapté de Ostadan (2006).

### 2.2.1.1 Interaction cinématique

L'interaction cinématique est un effet causé par la présence de fondations beaucoup plus rigides que le sol dans lequel elles se trouvent. La présence d'une fondation rigide dans le sol provoque une déviation de la réponse par rapport à la réponse en champ libre comme illustré à la figure .c et d. Cette variation résulte d'un ensemble de causes incluant la filtration des longueurs d'ondes inférieures à la dimension des fondations tel qu'observé par Housner (1957), la réduction de l'onde incidente pour des fondations encastrées dans le sol et dans le cas d'un bâtiment construit sur pieux, l'effet de l'interaction des pieux et du sol en dessous du niveau des fondations (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012). Dans la méthode des sous-structures, l'impact des interactions cinématiques est ajouté à la réponse totale du système à l'aide d'une fonction de transfert dont l'acronyme est

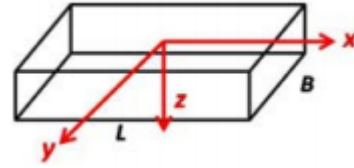
FIM. Cette fonction a pour but de modifier l'excitation sismique en champ libre avant de la soumettre au bâtiment pour l'analyse dynamique.

Les effets de l'interaction cinématique sont importants pour les bâtiments rigides ayant de petites périodes fondamentales, pour les bâtiments construits sur radier ou pour les bâtiments ayant de profondes fondations (FEMA-440, 2005). Cependant, ignorer les effets de l'interaction cinématique est considéré comme conservateur puisque l'impact de cet effet réduit toujours la demande sismique à la base (S. Kramer & Stewart, 2004). Pour cette raison, les effets cinématiques sont ignorés dans cette recherche. Plus d'informations sur ces effets sont disponibles dans les ouvrages de référence (S. Kramer & Stewart, 2004; NEHRP Consultants Joint Venture, 2012).

#### **2.2.1.2 Interface sol-structure (Fonction d'impédance)**

L'interface sol-structure est essentielle à la méthode des sous-structures, car c'est ce qui permet de tenir compte des propriétés physique du sol dans le sous-système contenant la super structure. Les fonctions d'impédance sont des fonctions décrivant la résistance opposée au mouvement dans le sol ce qui inclu la rigidité et l'amortissement (amortissement radial) du sol. Ces fonctions peuvent être numériquement représentées par un système simplifié de ressorts et d'amortisseurs calibrés pour la réponse du sol étudié (Dobry, 2014). Plusieurs auteurs proposent des solutions pour obtenir des valeurs de rigidité et d'amortissement pour différentes géométries de fondation dont les plus populaires sont Gazetas & Stokoe (1991), Pais & Kausel (1988) et Mylonakis, Nikolaou & Gazetas (2006).

La figure 2.2.3 présente les équations de Gazetas & Stokoe (1991) pour une semelle de fondation rectangulaire située en surface. La prise en considération de l'encastrement d'une fondation dans le sol est réalisée à l'aide de facteurs multiplicateurs appliqués sur la valeur de rigidité ou d'amortissement calculé en surface. Le NEHRP Consultants Joint Venture (2012) fournit des tableaux complets permettant de calculer toutes les valeurs d'amortissement et de rigidité. Il est intéressant de noter que ces équations ont la même base que les solutions classiques déterminées au début de ce chapitre.



Stiffness Parameter	Equation
Surface Stiffnesses	
Vertical Translation	$K_z' = \frac{GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Horizontal Translation (toward long side)	$K_y' = \frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Horizontal Translation (toward short side)	$K_x' = \frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] + \frac{GL}{0.75-\nu} \left[ 0.1 \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
Rotation about x-axis	$K_{\alpha'} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left( 2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotation about y-axis	$K_{\theta'} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$

Figure 2.2.3 – Équations donnant la rigidité du sol sous une fondation rectangulaire. Adapté de Raychowdhury et Hutchinson (2008).

### 2.2.1.3 Interaction inertielle

L'interaction inertielle est l'effet le plus notoire de l'interaction sol-structure puisqu'il implique la masse et l'amortissement qui sont deux variables bien connues en dynamique des structures. Dans la méthode des sous-structures, cette dernière étape consiste en l'évaluation de la réponse de la structure soutenue par un système de ressorts lorsqu'elle est soumise à l'excitation sismique modifiée par la fonction de transfert. Le fait de tenir compte d'une condition aux frontières flexibles basée sur un système de ressorts et d'amortisseurs plutôt qu'un encastrement apporte deux effets majeurs à la réponse dynamique :

- L'allongement de la période de vibration
- L'augmentation de l'amortissement

Globalement, ces deux effets ont pour impact d'augmenter les déplacements et d'amortir la réponse par la plastification des sols. Puisque les sols sont naturellement très plastiques, des déformations

permanentes à la base de la structure peuvent compliquer l'occupation et la réparation du bâtiment suite à un séisme.

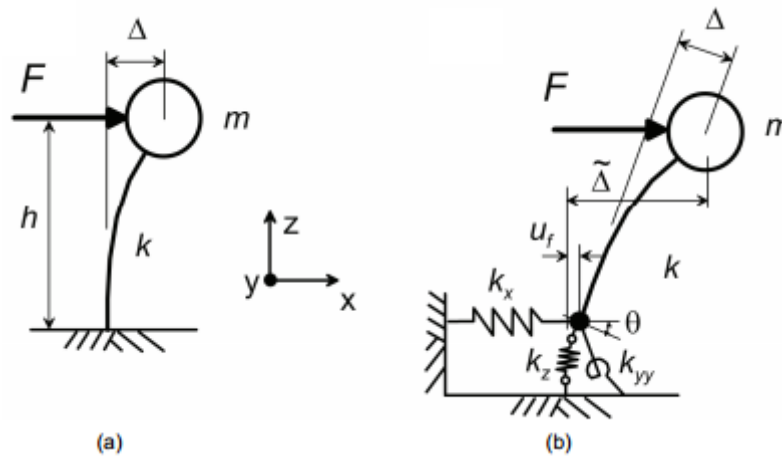


Figure 2.2.4 – Système complet. Adapté de (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

L'allongement de la période peut être évalué à partir de la solution classique de Veletsos & Meek (1974). Leur équation est basée sur un modèle à un degré de liberté (DDL) sans amortissement ayant d'un côté une condition aux frontières fixes (figure 2.2.4.a) et de l'autre une condition aux frontières flexibles (figure 2.2.4.b). Comme indiqué plutôt, c'est l'ajout de la flexibilité du sol (ressorts) qui apporte une période de vibration plus longue et des déplacements totaux plus grands. Le rapport entre la période fondamentale du système encastree par rapport au système flexible [1.1] permet d'obtenir un facteur d'allongement de période.

$$\frac{T}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad [1.1]$$

Dans cette équation, « T » représente la période fondamentale de la structure encastree, « T~ » la période allongée de la structure sur sol flexible, « k » la rigidité latérale de la structure, « k<sub>x</sub> » la rigidité latérale du sol, « h » la hauteur de la structure et « k<sub>yy</sub> » la rigidité en rotation du sol. Cette équation est notable pour indiquer que l'allongement de la période est principalement lié aux ratios de rigidité entre le bâtiment et le sol, et que la masse n'a aucun impact direct sur la réponse. Ce résultat confirme également l'intuition voulant qu'un sol plus rigide réduise l'impact de l'ISS.

Veletsos & Nair (1975) proposent également un facteur similaire pour tenir compte de l'augmentation de l'amortissement apporté par le sol avec l'équation [1.2]. Givens (2013) précise

que la puissance trois dans cette équation est valide pour une analyse où la structure est linéaire élastique et qu'il faut prendre une puissance de deux autrement. L'amortissement du système est calculé comme la somme de l'amortissement de la fondation et d'une partie de l'amortissement de la structure. L'amortissement de la fondation est composé en partie de l'amortissement hystérétique (grande déformation dans le sol) et de l'amortissement radiant (rayonnement des ondes loin de la fondation) et peut être calculé à l'aide d'une équation présentée dans Veletsos & Nair (1975).

$$\zeta = \zeta_0 + \frac{\zeta}{\left(\frac{T}{T}\right)^3} \quad [1.2]$$

$\zeta$  = Amortissement du système.

$\zeta_0$  = Amortissement de la fondation.

$\zeta$  = Amortissement de la structure.

Pour étudier l'impact de l'interaction inertielle, les auteurs Veletsos & Nair (1975) et Bielak (1974) ont déterminé que le ratio sans unité de la hauteur sur la vitesse de cisaillement et la période fondamentale [1.3], est un paramètre important de l'allongement de la période. Le ratio de la hauteur sur la période fondamentale représente la rigidité de la structure avec des unités de vitesse et est comparé à la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol qui est un des paramètres les plus importants pour caractériser un sol (Dobry, 2014).

$$\frac{h}{V_s T} \quad [1.3]$$

$h$  = Hauteur de la structure.

$V_s$  = Vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans le sol.

$T$  = Période fondamentale de la structure.

La figure 2.2.5 illustre le facteur d'allongement de la période fondamentale lorsque la flexibilité relative du sol augmente (réduction de  $V_s$  dans le ratio) et pour différentes proportions d'hauteur par rapport au rayon des fondations, ainsi que l'amortissement de la fondation pour ce même paramètre. Les figures témoignent néanmoins de l'important apport de l'ISS sur les propriétés dynamiques importantes de la structure. La figure 2.2.6 illustre d'ailleurs l'impact positif ou négatif direct qu'il est possible d'obtenir avec la variation de l'allongement de la période et l'augmentation

de l'amortissement sur un spectre moyen. Deux exemples de structures ainsi que leur réponse tenant compte d'une condition aux frontières fixe ou flexible sont illustrés. Pour un bâtiment moyen, ayant une période fondamentale de 1.0 seconde, l'effet de l'interaction inertielle est bénéfique en raison de l'accélération spectrale plus faible liée à la période allongée et en raison de l'amortissement plus élevé réduisant les accélérations spectrales. L'effet est inverse pour une structure très rigide comme une centrale nucléaire, car dans la zone de hautes fréquences du spectre, les accélérations spectrales tendent à monter vers un maximum moyen à partir du point d'accélération maximale au sol. Il s'agit néanmoins de résultats moyens, puisque le spectre de la figure 2.2.6 est construit comme un spectre de conception alors que le spectre spécifique d'un emplacement peut être très différent (Mylonakis & Gazetas, 2000).

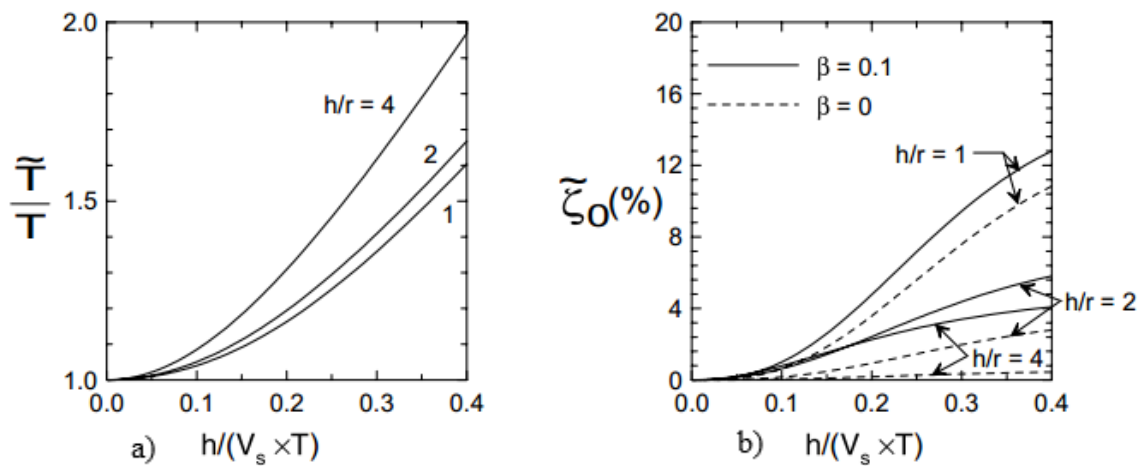


Figure 2.2.5 – Impact de la hauteur sur (a) l'allongement de la période et (b) l'amortissement pour différents niveaux de flexibilité dans le sol. Adapté de Kramer & Stewart (2004).



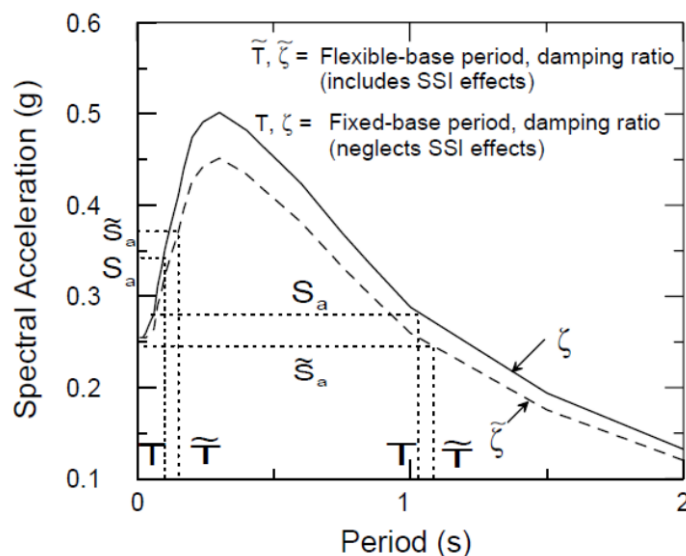


Figure 2.2.6 – Allongement de la période de vibration et modification de l'accélération spectrale. Adapté de (S. Kramer & Stewart, 2004).

### 2.2.2 Concept de poutre sur ressorts nonlinéaires (BNWF)

Le concept de poutre sur ressort nonlinéaires (*Beam on Nonlinear Winkler Foundation*) est une des méthodes les plus populaires pour inclure l'ISS dans un modèle numérique. Il s'agit d'une méthode de type sous-structures avec interface flexible, qui est simple à implémenter dans la plupart des logiciels commerciaux d'éléments finis d'où sa popularité. Harden et al. (2005) relatent l'implémentation de la méthode dans un logiciel d'éléments finis et fournissent un historique bien garni de l'évolution de la méthode. Les éléments les plus importants sont repris ici. Créée à l'origine par Winkler (1867), cette méthode représente le sol par une série de ressorts distribués sur la longueur d'une poutre. Différents agencements de dispositions, de ressorts, d'amortisseurs, ou d'autres éléments sont possibles pour modéliser le problème et donc différents auteurs proposent différents agencements du concept BNWF. Psycharis (1981), par exemple, considère un agencement contenant deux ressorts et un autre contenant de multiples ressorts. Il en conclut que le modèle à deux ressorts est beaucoup plus simple et apporte des résultats raisonnables pour le niveau de complexité. Nakaki & Hart (1987) considèrent une distribution de ressorts, d'amortisseurs et d'éléments permettant le décrochement, représentant un sol qui ne travaille qu'en compression, et observe que le libre basculement des fondations réduit considérablement la demande en ductilité de la structure. Leurs résultats témoignent néanmoins que le contenu

fréquentiel de l'excitation sismique est un important facteur puisque dans certains cas, la demande en ductilité est plus importante lorsque le décrochement est permis. Harden et al. (2005) comparent plusieurs dispositions de ressorts permettant de représenter les distributions théoriques des contraintes dans le sol sous la fondation et proposent une distribution en trois sections sur le long de la semelle de fondation. La section du centre représente la rigidité verticale à l'aide de ressorts également distribués et ayant une rigidité uniforme. Les sections extérieures représentent la rigidité en rotation à l'aide de ressorts plus rapprochés et ayant une rigidité proportionnellement plus grande que ceux du centre.

Dès son origine, la méthode de Winkler est rapidement adoptée en géotechnique pour l'analyse sismique de pieux à l'aide de multiples ressorts latéraux dont la formulation est développée pour des charges statiques (Matlock, 1970) et puis pour des charges dynamiques (Boulanger et al. 1999). Harden et al. (2005) comparent différentes formulations de ressorts nonlinéaires pour la modélisation de semelles de fondations utilisant le concept BNWF et déterminent que la formulation de Boulanger et al. (1999) permet une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux. Les résultats expérimentaux pour cette comparaison sont issus d'essais en centrifugeuse. Raychowdhury & Hutchinson (2008) reprend donc la formulation de Boulanger et al. (1999) qui est initialement calibrée pour représenter les déformations latérales des pieux, pour les calibrer avec des données permettant de représenter les déformations verticales dans les semelles de fondations. Les données expérimentales de calibration sont issues d'essais sur des structures à échelle fortement réduite et testées sur un sol en centrifugeuse (Kutter, 1992), telle que celle du Rensselaer Polytechnic Institute aux États-Unis (NEES, 2010).

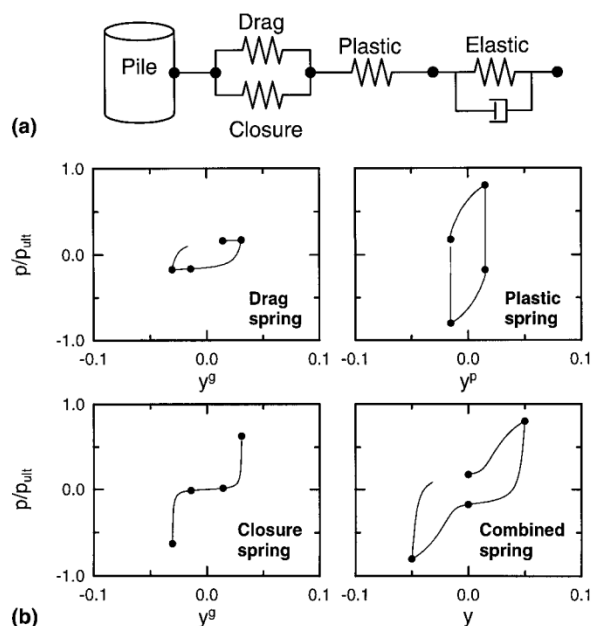


Figure 2.2.7 – Comportement d'un ressort Winkler de Boulanger et al (1999).

Ces possibilités sont illustrées dans la figure 2.2.7 qui présente l'élément développé par Boulanger afin de représenter les différents effets plastiques et nonlinéaires dans la réponse du ressort. La partie droite de la figure (a) présente la section élastique de l'élément contenant un ressort linéaire et un amortisseur. Le centre de l'élément contient un ressort plastique et la gauche contient des ressorts permettant le décollement du sol. L'amortisseur placé en parallèle avec le ressort linéaire permet de concentrer l'amortissement aux déformations élastique et d'ainsi éviter l'obtention d'un amortissement surréaliste.

## 2.3 Sommaire des observations

- Au Canada, très peu de documentation existe pour la réalisation d'évaluation sismique. Les documents spécifiques les plus récents ont déjà plus de 20 ans et sont désuets, car ils ne sont plus calibrés sur la version actuelle du CNBC et qu'ils sont davantage prescriptifs.
- Le CNBC inclut quelques articles visant la réhabilitation de bâtiments existants, mais ses recommandations touchent davantage les notions de calcul pour les charges de gravité. Le calcul des charges sismiques est le même que pour une nouvelle construction, ce qui n'est pas applicable ou vérifiable pour une construction existante en raison des détails structuraux différents.

- L'ASCE 41-13 découle de l'évolution des mêmes guides américains qui ont servi à créer les documents de NRC en 1990. Cette norme récente couvre une très vaste gamme de problèmes et de structures, tout en fournissant la possibilité d'introduire le concept de performance pour la structure. La norme américaine fournit de l'information pour plusieurs types de structure et des critères d'acceptation sont donnés pour chacune d'elles. Il n'y a pas d'équivalent canadien de cette norme.
- L'interaction sol-structure (ISS) est un sujet relativement récent en génie parasismique qui consiste en la modification mutuelle du signal sismique dans la superstructure et la sous-structure par la variation des propriétés mécaniques des matériaux propageant l'onde. L'ISS peut être résumé en quatre étapes: amplification de l'onde, interaction cinématique, interface sol-structure et interaction inertielle.
- L'amplification de l'onde est une étape essentielle qui est déjà prise en compte par le CNBC. L'interaction cinématique n'est pas considérée puisqu'elle mène à des résultats plus conservateurs. Le calcul de l'interface sol-structure est réalisé à l'aide des équations de Gazetas et finalement l'interaction inertielle mène à une augmentation de la période de vibration.
- Parmi les méthodes observées dans la revue de littérature, c'est la méthode basée sur l'utilisation de ressorts du « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF) qui est sélectionnée pour la modélisation dans cette recherche en raison de sa simplicité d'utilisation et d'implémentation.

## CHAPITRE 3 CONCEPTION DU BÂTIMENT

Ce chapitre décrit la conception du bâtiment de référence effectuée selon les normes en vigueur antérieurement afin de réaliser l'évaluation sismique. Le bâtiment doit donc posséder un comportement et une réponse sismique similaires aux bâtiments existants d'aujourd'hui. Afin d'analyser un bâtiment représentatif du passé, la conception d'un bâtiment imaginaire qui servira à cette étude est réalisée à l'aide des codes de construction en vigueur à cette époque et de plans de bâtiment disponibles qui datent de cette époque.

### 3.1 Choix du bâtiment

Une brève étude a permis de mettre en évidence les critères à sélectionner pour concevoir un bâtiment représentatif des bâtiments existants dans les grandes villes de l'Est canadien. La représentativité du bâtiment a été évaluée en fonction des trois critères suivants:

- Quelle est l'année de conception du bâtiment? Autrement dit, quel était le code de construction en vigueur?
- Quel est l'emplacement géographique du bâtiment et sur quel type de sol a-t-il été construit?
- Quel est le type de structure utilisé?

Ces variables ont été fixées à l'aide d'une base de données provenant de Nollet & Moretti (2014) dans laquelle plus de 400 écoles primaires et secondaires sont recensées dans la ville de Montréal afin d'établir un portrait de la situation au niveau de l'évaluation sismique de ces bâtiments. La base de données contient de multiples informations, dont l'emplacement de l'école, l'année de construction, les dimensions du bâtiment, le type de structure et la catégorie d'emplacement. Bien que ces informations fassent référence à des écoles, elles ont été utilisées afin de donner un portrait global de la situation de l'époque. Le croisement de ces données permet d'obtenir un historique des constructions d'écoles au cours de l'histoire de la ville de Montréal (figure 3.1.1). En présumant que cette distribution est également valide pour l'ensemble des bâtiments construits dans l'Est canadien, il est possible d'affirmer qu'environ 60% des bâtiments existants aujourd'hui ont été construits entre 1950 et 1970. La plage de temps sélectionnée est donc entre les années 1950 et 1970.

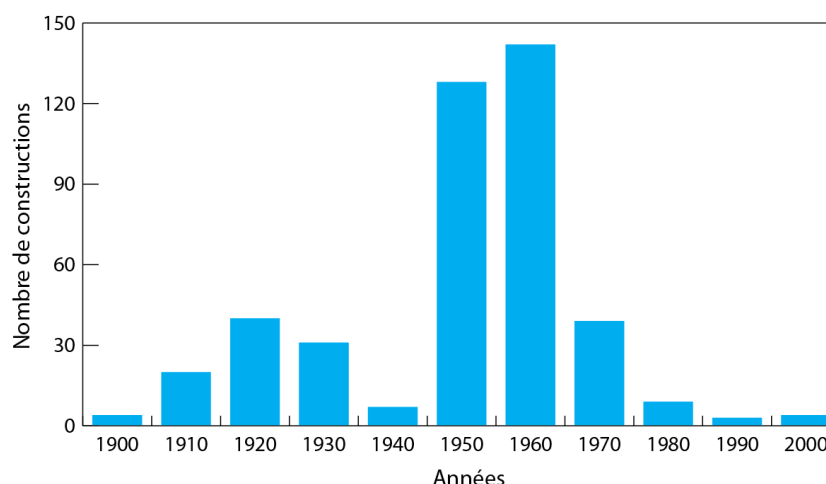


Figure 3.1.1 – Historique du nombre de constructions d'écoles à Montréal.

Dans cette plage d'années, quatre différentes éditions du code national du bâtiment du Canada ont été produites, soit les éditions de 1953, 1960, 1965 et 1970. Dans le cadre de ce projet, la conception d'un bâtiment fictif nécessite donc de fixer une année de conception ou encore une norme de construction. Afin d'éclaircir le choix, une comparaison des demandes sismiques pour chaque édition du CNB a été réalisée. Le résultat a déjà été illustré dans le premier chapitre sur la figure 2.1.2 et les calculs complets pour l'ensemble des CNB de 1941 à 2010 sont disponibles à l'annexe A. De 1941 à 1960, les éditions du CNBC présentent une équation du cisaillement sismique utilisant un seul coefficient de la masse. Ce coefficient prend deux à trois valeurs différentes selon l'état du site de construction, mais reste tout de même subjectif. Ce n'est qu'à partir du CNBC 1965 que des paramètres tels que la propriété des sols et le type de construction sont inclus afin de calculer le cisaillement à la base. Puisque ce projet s'intéresse à l'interaction sol-structure, il a été décidé de prendre un code reflétant une conscience de l'impact du sol sur la demande sismique. Le CNBC 1970 étant à la fin de la plage d'année, il n'a probablement jamais été un document de référence pour la conception de bâtiment entre 1950 et 1970. L'année de référence correspondante au code de construction est donc 1965.

La sélection d'un emplacement s'est faite en fonction de deux critères. Premièrement, la ville sélectionnée doit être compatible avec les données obtenues des travaux de Nollet & Moretti (2014) par rapport aux écoles de la ville de Montréal. Par ailleurs, le risque sismique doit être suffisant pour justifier une évaluation sismique. En second lieu, la disponibilité de données géologique pour différentes conditions de site dans la ville de Québec a motivé la sélection de cette ville. En raison

de sa proximité avec la ville de Montréal pour laquelle des données étaient disponibles et de sa proximité avec la zone de sismique de Charlevoix, la ville de Québec a été sélectionnée.

Puisque ce mémoire s'intéresse à l'interaction sol-structure, deux sols représentatifs de la géologie de la ville de Québec ont été sélectionnés. Afin de simplifier la sélection, deux catégories d'emplacement ont été définies à partir du tableau de catégorie d'emplacement du CNBC 2010 (présenté ici au tableau ). Ce sont les catégories d'emplacement « B » (roche) avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement comprise entre 760 et 1500 m/s et une catégorie « D » (sol consistant) avec une vitesse comprise entre 180 et 360 m/s qui ont été sélectionnées comme sites de la ville de Québec.

Finalement, la sélection du type de structure s'est basée sur les travaux de Nollet et Moretti (2014). Un croisement des données pour les années de construction et les types structuraux est affiché à la figure 3.1.2. Au total, la base de données dénombre cinq différents types structuraux : (1) structure à cadre rigide en acier, (2) structure à contreventement concentrique en acier, (3) structure de bois, (4) structure à cadre rigide en béton armé et (5) structure à mur de refend en béton armé. Il est intéressant d'observer l'évolution des modes de construction à travers les années, mais cette figure nous indique également que durant la période de 1950 à 1970, 89% des écoles construites étaient faites avec une structure de béton et que 58% de celles-ci étaient des structures à cadre rigide.

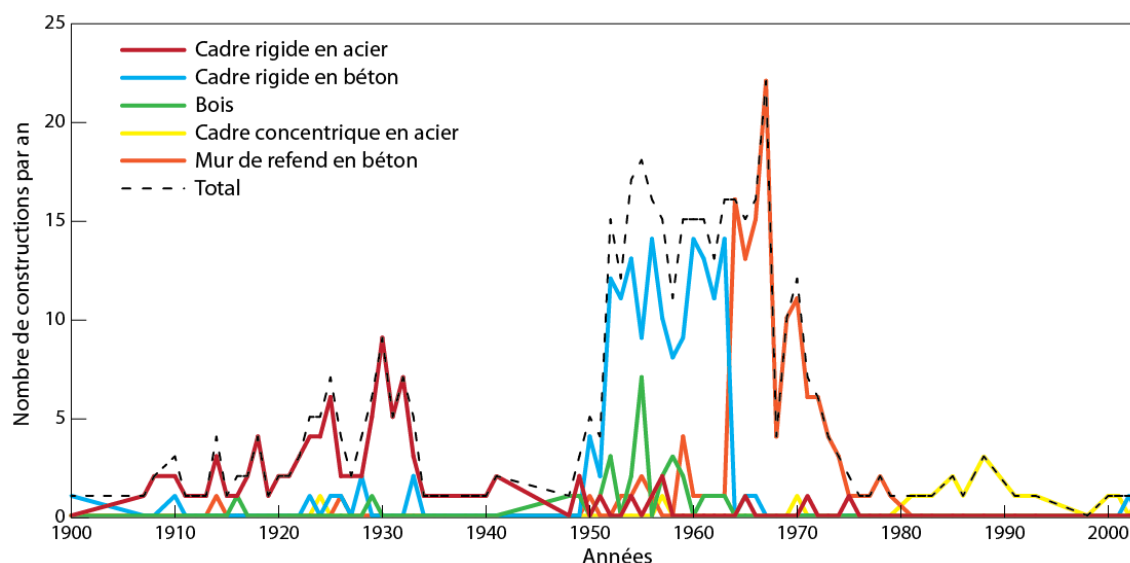


Figure 3.1.2 – Historique des types structuraux pour les écoles de la ville de Montréal par année de construction.

## 3.2 Configuration géométrique du bâtiment

Afin d'assurer la représentativité du bâtiment, les portées et les dimensions des éléments structuraux se sont basées sur les plans structuraux d'écoles existantes situées à Montréal, grâce à la disponibilité d'une base de données sur l'état des structures pour les écoles de la ville de Montréal. À partir de la base de données, plusieurs écoles possédant le type de structure recherché et construites dans la plage d'année évaluée ont été identifiées. Plusieurs plans ont ensuite pu être récupérés en collaboration avec la commission scolaire de Montréal et de la Commission scolaire Lester-B.-Pearson. En raison d'une implantation rectangulaire et d'un schéma structural très régulier dans les deux directions, l'école Marguerite-Bourgeoys a été retenue comme le bâtiment modèle pour élaborer la géométrie du bâtiment fictif utilisé dans cette étude.

Le bâtiment fictif est conçu comme une école de trois étages avec une structure de cadre rigide en béton armé. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 58,5 mètres (192 pieds) de longueur par 20,1 mètres (66 pieds) de largeur par 12,2 mètres (40 pieds) de hauteur à partir du sol. La trame structurale est détaillée en 13 axes structuraux d'une distance de 4,9 mètres (16 pieds) sur la longueur et de 4 axes sur la largeur comme illustré à la figure 3.2.1. Le bâtiment est symétrique dans sa dimension longue, mais ne l'est pas dans sa dimension courte en raison d'une longue portée entre les axes 1 à 3 et d'une courte portée entre les axes 3 et 4. La résistance aux charges latérales est assurée par l'ensemble de la structure, soit trois cadres rigides dans la direction longue et quatre cadres rigides dans la direction courte. Il est important de noter qu'aucun système structural n'est spécifiquement indiqué équivalent à ce qu'on considère aujourd'hui un système de résistance aux forces sismique (SRFS). Les plans structuraux de l'école Marguerite-Bourgeoys n'indiquent aucune considération spéciale pour la reprise des efforts latéraux, ce qui indique que toute la structure est conçue pour reprendre les efforts. Le bâtiment comprend également une cave de service sous le niveau du sol afin d'assurer une protection au gel des semelles de fondations (figure 3.2.2).



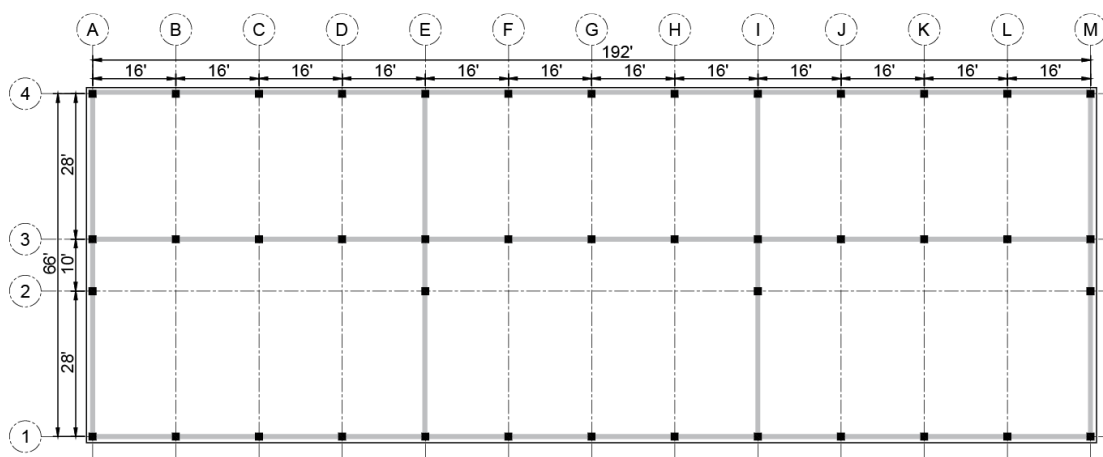


Figure 3.2.1 – Plan de la structure.

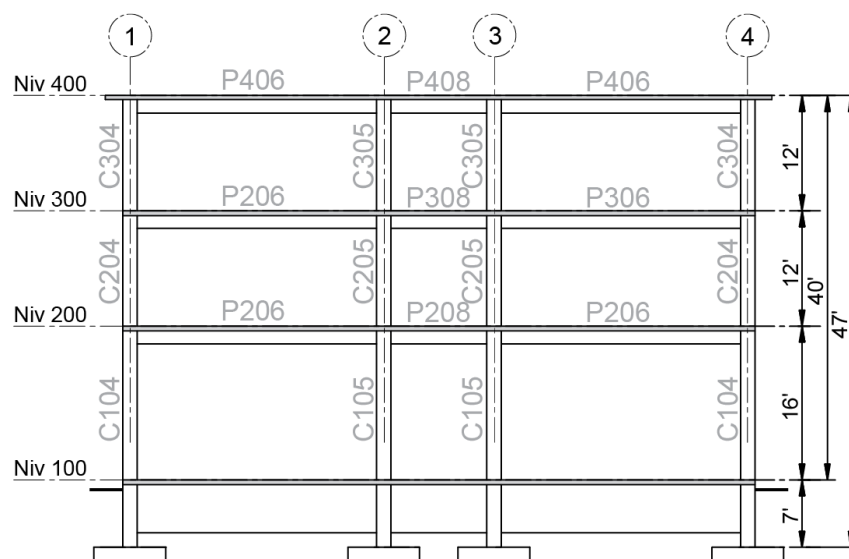


Figure 3.2.2 – Élévation du cadre étudié.

Le système de dalle est conçu pour reprendre les charges de gravité dans la direction courte principalement. Toutes les dalles sont de 7 pouces d'épaisseur entre l'axe 1 à 3 et de 5,5 pouces d'épaisseur entre l'axe 3 et 4. Le toit comprend également un parapet qui s'étend de deux pieds vers l'extérieur et qui a une épaisseur de cinq pouces partout. Les éléments structuraux ont été regroupés selon la similitude de leurs réponses. Il existe donc 8 types de poutres et 5 types de colonnes pour chaque étage selon la nomenclature type-niveau-numéro (p.ex. le premier type de poutre au niveau 400 sera « P401 »). Puisque l'évaluation sismique est réalisée sur le cadre central du bâtiment, seulement 2 types de poutre et 2 types de colonne ont été détaillés dans la présente section, comme illustré par la figure 3.2.2.

### 3.3 Codes de construction en 1965

Aujourd'hui, la conception des ouvrages en béton armé requiert la conformité à la norme CSA-A23.3 - Calcul des ouvrages en béton. Cette même norme était également disponible en 1965 sous son édition de l'année 1959, mais n'était pas encore liée par renvoi à l'intérieur du CNBC 1965. Par ailleurs, le CNBC 1965 intégrait déjà dans sa « Partie 4 », une section complète sur la conception des structures en béton armé. L'existence simultanée de ces deux documents rend donc l'utilisation du A23.3 obsolète pour la conception d'un bâtiment fictif en 1965 et c'est donc uniquement les recommandations du CNBC 1965 qui ont été utilisées.

Le CNBC 1965 est constitué d'une dizaine de parties dont la « Partie 4 » qui est entièrement dédiée aux règles de conception. Dans cette présente recherche, ce sont les parties « 4.1 - Procédures et charges structurales » et « 4.5 - Béton simple, armé et précontraint » qui ont été utilisées pour réaliser la conception. La première section détaille les définitions importantes et les différentes charges de calcul à utiliser. La seconde section détaille les méthodes et hypothèses de calcul ainsi que les résistances acceptables pour un matériau de béton armé. Comme expliqué un peu plus haut, ce n'est pas avant 1977 que les éditions du CNBC sont devenues métriques et donc dans un but de cohérence, les différentes mesures exprimées ici le seront en unités impériales suivies de leur équivalence métrique entre parenthèses.

### 3.4 Conception du bâtiment

#### 3.4.1 Charges

##### 3.4.1.1 Charges de gravité

En plus du poids propre de la structure, les charges de gravité ont été extraites des compositions de murs typiques disponibles dans les plans structuraux obtenus des écoles de Montréal. Par exemple, la composition retenue pour les murs extérieurs est constituée de brique d'argile, d'un isolant rigide et d'un mur intérieur en bloc de béton de quatre pouces. L'ensemble des compositions et des charges retenues est inventorié à l'annexe B. La surcharge de plancher a été fixée avec le « tableau 4.1.3.A » du CNBC 1965 qui indique 50 psf (2,4 kPa) pour les salles de classe, les bureaux et les toilettes. Le tableau indique une surcharge de 100 psf (4,8 kPa) pour les corridors et les halls d'entrée. Dans

le but de simplifier la géométrie intérieure du bâtiment, l'ensemble de la surface de plancher a été supposé comme étant des salles de classe.

### 3.4.1.2 Charge de neige

La charge de neige est calculée comme étant le produit de la surcharge de neige au sol, une information climatologique, et du coefficient de neige «  $C_s$  » ayant une valeur de base de 0,8. Il est à noter que les informations climatologiques du CNBC 1970 ont été utilisées puisque celle de 1965 n'étaient pas disponible, mais puisqu'il s'agit de données ultérieures et de données relativement constantes, le choix a été considéré comme cohérent. La valeur de surcharge de neige pour la conception est de 67,2 psf (3,28 kPa).

Tableau 3.4.1 – Charges verticales

	Abrév.	Toit (psf (kPa))	Étages (psf (kPa))	Mur (psf (kPa))
Charge permanent	D	----- Variable -----		
Surcharge permanente	SD	44,0 (2,11)	27,9 (1,34)	67,9 (3,25)
Surcharge	L	0,0	100 (4,8)	-
Charge de neige	S	67,2 (3,28)	0,0	-

### 3.4.1.3 Charge sismique

L'effort sismique est défini comme étant une proportion de la masse du bâtiment. Cette proportion est calculée par une équation [2.1] à cinq coefficients définis dans le CNBC 1965.

$$V = R \times C \times I \times F \times S \times W \quad [2.1]$$

- «  $V$  » représente l'effort de cisaillement à la base.
- «  $R$  » est un facteur de zone sismique qui est fourni dans les données climatiques selon l'emplacement ou la ville.
- «  $C$  » est un coefficient de type de construction qui permet de caractériser la réponse attendue pour un certain type structural. Il prend une valeur de 0,75 pour une structure de type cadre rigide, peu importe le matériau et prend une valeur de 1,25 pour tout autre type de structure.

- « I » est le même coefficient d'importance que celui connu aujourd'hui dans le CNBC 2010. Il prend une valeur de 1,3 pour tout bâtiment où l'on attend une grande concentration de personnes, tel que les hôpitaux et les écoles, et prend une valeur de 1,0 pour tout autre bâtiment.
- « F » est un coefficient de fondation qui prend une valeur de 1,5 pour des bâtiments construits sur un sol hautement compressible et une valeur de 1,0 pour tout autre sol.
- « S » est un coefficient qui tient compte du nombre d'étages du bâtiment. L'équation ressemble sensiblement aux formules simplifiées du CNBC 2010 permettant de définir une période fondamentale selon le type de structure.
- « W » correspond au poids sismique du bâtiment selon la définition du CNBC.

Le tableau 3.4.2 indique les valeurs des coefficients choisis pour calculer le cisaillement à la base. La distribution des efforts latéraux est faite proportionnellement à la masse sur la hauteur du bâtiment. Aucune charge supplémentaire n'est ajoutée au dernier étage comme il est aujourd'hui prescrit par le CNBC 2010. Il est nécessaire de considérer une torsion accidentelle de 5% en plus de l'excentricité du bâtiment s'il y a lieu.

Il est à noter que le coefficient de fondation prend une valeur de 1,0 pour chacune des deux catégories de sol sélectionnées pour la conception soit la catégorie « B » roche et « D » sol consistant. Alors qu'aujourd'hui cette différence a d'importantes implications, en 1965 elle n'en avait aucune.

Tableau 3.4.2 – Charges sismiques

$V = K * W$	526 (2340) kip (kN)
$K = R * C * I * F * S$	0,081
$R =$	4
$C =$	0,75
$I =$	1,3
$F =$	1,0
$S =$	0,021
$W =$	6468 (28771) kip (kN)

Tableau 3.4.3 – Distribution de l'effort sismique.

Étages	Poids sismique (kip (kN))	Hauteur (pi (m))	Effort sismique (kip (kN))	Cisaillement cumulé (kip (kN))	Moment de renversement (kip*pi (kN*m))
Toit	2111 (9390)	40	247	247	0
Troisième	2108 (9377)	28	173	420	2967
Deuxième	2249 (10004)	16	105	526	8009
Rez-de-chaussé	0	0	0	526	16417

#### 3.4.1.4 Charge de vent

La charge de vent calculée à partir des recommandations du CNBC 1965 est environ égale à 10% de la charge sismique, soit 52 kips (229 kN) pour la plus grande façade contre 526 kips (2340 kN) dans cette même direction. Puisque la charge de vent ne contrôle pas la conception, la seule charge latérale utilisée pour dimensionner les membrures est la charge sismique. Il est à noter que les informations climatologiques du CNBC 1970 ont également été utilisées pour la charge de vent et sont disponibles à l'annexe B.

### 3.4.2 Conception aux contraintes limites

La méthode de conception préconisée par le CNBC 1965 et par les ingénieurs de cette époque est la méthode aux contraintes limites. Cette méthode possède l'avantage d'évaluer les éléments dans leur réponse linéaire élastique et d'ainsi limiter le critère d'acceptation à la seule contrainte limite maximale applicable. Les résultats sont donc plus perceptibles pour l'ingénieur, car il ne travaille qu'avec une valeur de contrainte qui est beaucoup plus parlante qu'une valeur différente de moment résistant pour chaque élément. L'analyse des déformations élastiques permet de retrouver la répartition des contraintes dans un élément et une simple comparaison permet de valider l'élément. Dans cette méthode, les coefficients de sécurité sont inclus à l'intérieur des contraintes limites. Le tableau 3.4.4 présente les valeurs de contraintes limites pour le béton, tirées du CNB1965.

Tableau 3.4.4 – Valeurs de contraintes limites pour la conception en béton du CNBC 1965.

Description		Allowable stress in concrete				
		For any strength of concrete in accordance with Subsection 4.5.3.	For strength of concrete shown below			
			$f'_c = 2500$ psi	$f'_c = 3000$ psi	$f'_c = 4000$ psi	$f'_c = 5000$ psi
Flexure: $f_c$						
Extreme fiber stress in compression	$f_c$	$0.45f'_c$	1125	1350	1800	2250
Extreme fiber stress in tension in plain concrete	$f_c$	$1.6\sqrt{f'_c}$	80	88	102	113
Shear: $v$ (as a measure of diagonal tension)						
Beams with no web reinforcement*	$v_c$	$1.1\sqrt{f'_c}$	55*	60*	70*	78*
Joists with no web reinforcement	$v_c$	$1.2\sqrt{f'_c}$	61	66	77	86
Members with vertical or inclined web reinforcement or properly combined bent bars and vertical stirrups	$v$	$5\sqrt{f'_c}$	250	274	316	354
Slabs and footings (peripheral shear, Article 4.5.4A.17.)*	$v_c$	$2\sqrt{f'_c}$	100*	110*	126*	141*
Bearing: $f_c$						
On full area		$0.25f'_c$	625	750	1000	1250
On one-third area or less—		$0.375f'_c$	938	1125	1500	1875

Le CNBC 1965 limite la contrainte dans l'acier à 20 ksi (137,9 MPa) pour de l'acier de qualité intermédiaire. Puisque tous les plans structuraux évalués dans cette recherche indiquaient une utilisation de qualité d'acier intermédiaire, il en a été déduit que cet acier était le plus populaire en 1965. Il est à noter que cette contrainte limite est déterminée comme étant 60% de la contrainte plastique. Le CNBC 1965 indique également un poids volumique du béton de 145 pcf (2323 kg/m<sup>3</sup>) et fournit une équation permettant de calculer le module élastique du béton selon la masse volumique et la contrainte limite du béton en compression,  $f'_c$ . La contrainte maximale du béton en compression est fixée à 4000 psi (27,58 MPa) tel que plusieurs plans typiques de l'époque l'indiquent. Le module élastique correspondant est de 3644 ksi (25,1 GPa). Le module élastique de l'acier est fixé à 29000 ksi (199 MPa).

Finalement, il n'y a que deux combinaisons de charge dans cette méthode. La première est la combinaison de tous les efforts verticaux dus à la gravité (D+SD+L+S) à laquelle correspond la contrainte limite correspondante, et la seconde est la combinaison de tous les efforts verticaux plus

les efforts latéraux qui contrôlent la conception, soit les charges sismiques (D+SD+L+S+E) auxquelles correspond une contrainte admissible augmentée à 133% de sa valeur.

### **3.4.3 Conception des éléments structuraux**

Les analyses structurales ont été réalisées avec le logiciel ETABS (CSI, 2015). La structure est modélisée en trois dimensions et les efforts sont obtenus à l'aide d'une analyse linéaire élastique. Les éléments structuraux considérés pour la conception sont les poutres et les colonnes. Le CNBC 1965 n'indique aucune vérification nécessaire pour les joints poutres-colonnes, ceux-ci sont donc considérés comme des corps rigides. Les différents éléments structuraux ont donc été vérifiés pour leur résistance à la flexion, leur résistance à l'effort tranchant et leur résistance à l'effort axial.

#### **3.4.3.1 Poutres**

L'épaisseur minimale des poutres est spécifiée de  $L/20$  pour les poutres simplement appuyées et de  $L/26$  pour les poutres continues. La distance minimale des barres d'armatures à la surface du béton est de un pouce (1"). En flexion, l'hypothèse de Bernoulli est valide, les sections planes restent planes. Les contraintes varient linéairement à partir de l'axe neutre. Le béton n'a aucune résistance en traction. En cisaillement, la résistance est calculée comme la somme des résistances du béton ( $v_c$ ) seul et de l'acier d'armature ( $v_s$ ). La résistance du béton en cisaillement est proportionnelle à sa résistance maximale en compression ( $f'_c$ ). Aucune torsion n'a été considérée dans le design.

#### **3.4.3.2 Colonnes**

L'armature dans les colonnes est limitée à un minimum de 1% de l'aire brute et un maximum de 8%. La grosseur minimale des barres est du « numéro 5 » (#5) et un minimum de quatre barres est nécessaire pour des colonnes rectangulaires. Le CNBC 1965 spécifie des équations permettant de concevoir les colonnes selon une méthode tenant en compte l'interaction de la charge axiale et du moment fléchissant. Les colonnes peuvent être définies comme étant contrôlées par la compression (limite supérieure d'un diagramme d'interaction) ou par la traction (limite inférieure). Selon le cas, la norme donne des équations permettant d'obtenir le moment fléchissant maximal.

Le tableau 3.4.5 identifie les propriétés des poutres et des colonnes conçues pour le cadre évalué dans cette recherche.

Tableau 3.4.5 – Dimensions des sections types avec leur armature.

Type	Largeur (in)	Hauteur (in)	Armature Haute/1	Armature Basse/2	Armature Transversale
C305	20	28	6-#8	6-#7	#5: @10
C205	20	30	10-#9	10-#7	#5: @8
C105	20	32	10-#9	10-#7	#5: @12
C304	16	28	10-#9	12-#7	#5: @10
C204	18	28	10-#9	12-#7	#5: @12
C104	20	34	12-#9	12-#7	#5: @12
P408	10	22	5-#7	3-#7	#4: 6@8,3@10,4@12,@18
P406	10	22	5-#8	3-#7	#4: 8@10,6@12,@18
P308	10	30	5-#8	3-#8	#4: 7@10,7@12,@18
P306	10	30	5-#7	3-#7	#4: 4@12,@18
P208	10	36	5-#8	3-#7	#4: 4@8,3@10
P206	10	36	5-#8	5-#7	#4: 8@8

### 3.4.4 Conception des fondations

Les fondations pour le bâtiment existant doivent être conçues pour les deux catégories d'emplacements sélectionnées précédemment. Selon l'équation du cisaillement à la base du CNBC 1965, les différentes catégories n'ont pas d'impact sur la charge sismique, mais elles ont un impact sur la dimension des fondations en raison de la valeur de pression admissible différente. Puisque le bâtiment conçu est fictif, aucune propriété de sol réel n'est disponible. Ces propriétés ont donc été déduites à partir des plages d'informations disponibles pour chacune des catégories d'emplacement du tableau 4.1.8.4.A du CNBC 2010.

Ce tableau contient des plages de valeurs pour la vitesse moyenne des ondes de cisaillement ( $V_s$ ), la résistance moyenne à la pénétration standard ( $N_{60}$ ) et la résistance du sol non drainé au cisaillement ( $S_u$ ) dans les trente premiers mètres de profondeur.

Une première estimation de la capacité portante pour les deux catégories de sol est effectuée à l'aide du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2006) qui fournit un tableau contenant des valeurs approximatives de pression admissible par rapport à la description du type de sol. Ces valeurs ont ensuite été validées à l'aide des abaques de Peck (Peck et al., 1974) (figure 3.4.1) qui permettent de considérer une capacité portante par rapport à l'indice de



pénétration standard et à l'aide des conseils du professeur en géotechnique, Denis Leboeuf de l'université Laval. Les propriétés des sols choisis sont résumées dans le tableau 3.4.6.

Tableau 3.4.6 – Propriétés des sols

Catégorie d'emplacement	Profondeur d'empatement (m)	Niveau nappe phréatique (m)	Masse volumique moyenne (kN/m <sup>3</sup> )	Profil	Pénétration standard (N60)	Phi (deg)	Capacité portante (kpa)
B	2.0	2.0	21.0	Shale argileux	-	-	500
D	2.0	2.0	20.0	Sable moyen	20	33 deg	100-300

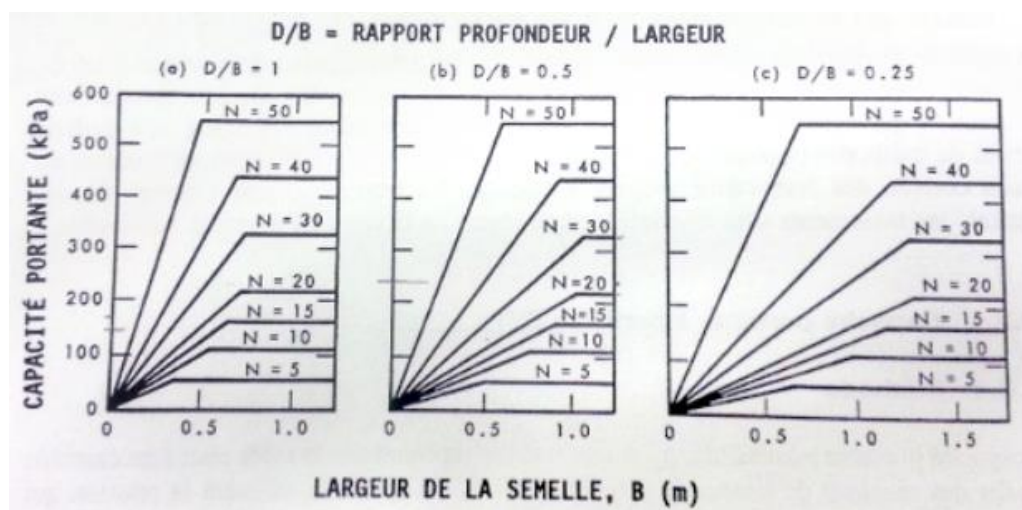


Figure 3.4.1 – Abaques de dimensionnement des semelles de fondation. Adapté du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2006).

Deux scénarios ont été évalués dans le dimensionnement des fondations afin de favoriser la comparaison de l'impact de l'interaction sol-structure. Le premier est un scénario où les charges latérales ne sont pas considérées dans le dimensionnement des fondations. Cette possibilité a été observée dans certains plans des écoles secondaires de Montréal où les semelles étaient carrées, alors que les charges sismiques n'étaient pas égales dans les deux directions. Le second est un scénario où les moments à l'encastrement développés par les charges sismiques sont repris entièrement par les semelles de fondation. Les dimensions sélectionnées sont affichées au tableau 3.4.7.

Tableau 3.4.7 – Dimensions des fondations

Catégorie d'emplacement	Colonne Type	Capacité portante (kPa)	Gravité et sismique		Gravité seule	
			En plan (m)	Hors plan (m)	En plan (m)	Hors plan (m)
Type B	C104	500	2.1	1.2	1.7	1.2
	C105	500	2.1	1.5	1.7	1.5
Type D - Bas	C104	100	4.3	2.7	3.0	3.0
	C105	100	4.9	3.0	3.4	3.4
Type D - Haut	C104	300	2.4	1.8	1.8	1.8
	C105	300	2.7	1.8	2.1	1.8

### 3.5 Sommaire

- Une structure de cadre rigide en béton armé est conçue pour la ville de Québec. Ce choix vise à représenter un bâtiment existant typique de l'Est canadien et est basé sur une base de données de plus de 400 écoles existante de la ville de Montréal. Le bâtiment est conçu selon le CNBC 1965, par la méthode des contraintes admissible.
- La charge sismique est obtenue de l'équation du CNBC 1965, qui contient six paramètres, dont un coefficient de ductilité, un coefficient de zone sismique et un coefficient de fondation. Pour le bâtiment conçu, le coefficient de fondation ne varie pas même si l'hypothèse est faite que ce bâtiment est conçu pour deux sols différents qui seraient aujourd'hui classés dans une catégorie « B » et « D » selon le CNBC 2010.
- Une valeur de capacité portante est calculée selon les propriétés des sols considérées pour chacun des deux sols où se trouve le bâtiment fictif. Des dimensions de fondations sont calculées pour un cas où les charges latérales sont considérées et un autre où celles-ci sont ignorées.

## CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Ce chapitre contient trois sous-sections qui résument la préparation des analyses numériques : sélection et étalonnage des accélérogrammes synthétiques, modélisation numérique de la superstructure et modélisation numérique de la sous-structure.

### 4.1 Sélection et étalonnage

Dans un premier lieu, la quantification de l'aléa sismique a été réalisée selon la sismicité de la région de la ville de Québec et selon la désagrégation sismique spécifique pour la ville de Québec. Cette section est disponible en annexe de la revue de littérature.

#### 4.1.1 Accélérogrammes synthétiques

À la différence d'une analyse dynamique de type spectrale, l'analyse dynamique temporelle requiert l'utilisation d'une excitation sismique à la base sous la forme d'un accélérogramme. L'accélérogramme le plus fondamental consiste en un enregistrement des accélérations lors d'un séisme à l'aide d'un sismomètre, ce que l'on appelle également un accélérogramme réel. L'Est canadien est malheureusement très pauvre en accélérogrammes réels de forte intensité et de bonne qualité. L'utilisation d'accélérogrammes réels d'autres localités est possible, mais le contexte géologique différent mène essentiellement à des réponses différentes. Pour pallier à ce problème, il est possible d'utiliser des techniques d'adaptation spectrale (*spectral matching*) ou d'utiliser des accélérogrammes synthétiques (Atkinson, 2009). Dans ce projet, l'utilisation d'accélérogramme synthétique a été préférée.

Atkinson (2009) fournit plusieurs ensembles d'accélérogrammes synthétiques compatibles avec le CNBC 2005 et ce pour des catégories d'emplacement « A », « C », « D » et « E ». Il est à noter que le risque sismique admis par le CNBC 2005 est le même que pour le CNBC 2010 et donc que ces accélérogrammes sont également compatibles avec celui-ci. Les accélérogrammes sont générés à l'aide de la méthode stochastique des erreurs finies et sont mis à l'échelle pour correspondre à chaque catégorie d'emplacement en utilisant une fonction d'amplification. En se basant sur les résultats de désagrégation sismique de Halchuk et al. (2007) pour l'Est canadien, Atkinson (2009) définit quatre scénarios ayant le plus d'impact, dont le tableau 4.1.1 indique les propriétés.

Tableau 4.1.1 – Principaux scénarios de magnitude et distance

Scénarios	Nom code	Catégorie d'emplacement	Magnitude	Distance (km)
1	east6a1	B	6	10 à 15
2	east6a2	B	6	20 à 30
3	east7a1	B	7	15 à 25
4	east7a2	B	7	50 à 100
1	east6d1	D	6	10 à 15
2	east6d2	D	6	20 à 30
3	east7d1	D	7	15 à 25
4	east7d2	D	7	50 à 100

Chaque scénario comprend trois groupes de quinze accélérogrammes correspondant à quinze situations aléatoires pour trois paramètres possibles. Un total de 45 accélérogrammes par scénario et donc de 180 accélérogrammes par catégorie d'emplacement est donc disponible. Il est à noter que dans cette recherche, la structure est évaluée pour les catégories d'emplacement « B » et « D », mais puisque la condition « B » n'est pas disponible, ce sont les accélérogrammes pour la condition « A » sont utilisés. Ce choix est justifié par la faible différence de rigidité entre les catégories d'emplacement « A » et « B », ce qui devrait limiter l'impact de la variation du contenu fréquentiel puisque les fréquences de vibration naturelles du sol ne devraient pas interagir avec les fréquences sismiques. Étant donné que les accélérogrammes seront mis à l'échelle avec le spectre de réponse pour une catégorie d'emplacement « B », l'auteur estime que la différence est négligeable.

#### 4.1.2 Sélection et étalonnage pour analyse temporelle

L'intérêt de faire une analyse temporelle est qu'elle donne la possibilité de soumettre un modèle numérique à un chargement sismique très réaliste permettant entre autres d'observer la réponse du bâtiment à chaque instant du séisme. Le désavantage est qu'en raison de l'incertitude aléatoire intrinsèque qui découle de la variabilité sismique il est impossible de prévoir à quoi ressembleront les prochains séismes auxquels le bâtiment aura à faire face. Il est donc nécessaire de soumettre l'analyse à plusieurs enregistrements sismiques différents, de la même manière qu'une analyse probabiliste d'aela sismique est construit, afin de représenter l'ensemble du risque possible dans

cette localité. La nécessité de sélectionner des accélérogrammes en nombre suffisant et en grandeur suffisante est donc l'intérêt de cette présente sous-section.

#### **4.1.2.1 Sélection**

Le CNBC 2010 exige que les accélérogrammes choisis soient compatibles avec le spectre de conception, c'est-à-dire que leurs spectres de réponse soient égaux ou supérieurs à celui du CNBC 2010. La norme recommande également de suivre les exigences du NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council, 2001) par rapport au choix d'un minimum de trois accélérogrammes si la réponse maximale est choisie, ou d'un minimum de sept accélérogrammes pour obtenir la réponse médiane. Plus récemment, Atkinson et al. (2015) ont proposé une méthodologie complète pour réaliser la sélection et l'étalonnage des enregistrements sismiques, une méthode qui sera vraisemblablement incluse dans les prochaines versions du CNBC. Cet article recommande l'utilisation d'un minimum de onze accélérogrammes. La réponse ensuite prélevée doit être le percentile médian ou un percentile élevé (84e ou 90e) selon le nombre de scénarios choisis.

Un total de 22 accélérogrammes a donc été choisi, 11 pour chaque catégorie d'emplacement en tenant compte des scénarios de distance-magnitude dominants pour la ville de Québec. Deux scénarios ont été considérés pour chaque catégorie d'emplacement, soit un scénario comprenant un ensemble de cinq accélérogrammes pour la plage de haute fréquence du spectre et un scénario comprenant un ensemble de six accélérogrammes pour la plage de basse fréquence du spectre. Pour les deux catégories d'emplacement, le premier ensemble contient deux accélérogrammes M6 à 10-15 kilomètres, deux accélérogrammes M6 à 20-30 kilomètres et un accélérogramme M7 à 15-25 kilomètres, le second ensemble compte six accélérogrammes M7 à 50-100 kilomètres (figure 4.1.1). Les enregistrements sont choisis parmi les 45 choix disponibles dans chaque ensemble d'accélérogrammes synthétiques d'Atkinson, à partir de la méthode suivante (Atkinson, 2009; Atkinson et al., 2015):

- Pour chaque accélérogramme, le ratio entre l'accélération spectrale du spectre cible et celle du spectre de réponse de l'enregistrement est calculée pour plusieurs valeurs de périodes, sur une plage de période. La moyenne et l'écart-type de cet ensemble de valeurs sont calculés.

$$\text{Moyenne : } \mu = \frac{\sum_{i=0}^n \left[ \frac{Sa_{cible}(T_i)}{Sa_{accél}(T_i)} \right]}{n} \quad [2.2]$$

$$\text{Écart-type : } \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n \left[ \frac{Sa_{cible}(T_i)}{Sa_{accél}(T_i)} - \mu \right]^2}{n}} \quad [2.3]$$

$Sa_{cible}(T_i)$  = Accélération spectrale du spectre cible (CNBC 2010) pour une valeur « i » de période.

$Sa_{accél}(T_i)$  = Accélération spectrale du spectre de l'accélérogramme à étalonner pour une valeur « i » de période.

$n$  = Nombre de point sur le spectre pour faire l'étalonnage.

- Les accélérogrammes sont classés selon l'écart-type le plus petit. Ceci permet d'obtenir un accélérogramme dont le spectre de réponse ressemble le plus au spectre cible. Les accélérogrammes ayant une moyenne plus petite que 0,5 ou plus grande que 2,0 sont exclus.

Atkinson et al. (2015) recommande de choisir une plage de période significative sur le spectre de réponse en se basant sur la période fondamentale ( $T_1$ ) de la structure étudiée. Une plus grande plage permet d'avoir un risque équivalant à celui du CNBC 2010 autant pour les hautes fréquences naturelles du bâtiment, que pour l'allongement de la période fondamentale sous les déformations hystérétiques. La plage recommandé est illustrée par les figure 4.1.1 et figure 4.1.2. Les limites de cette plage sont définies par l'équation [2.4] pour la plus courte période de la plage (limite basse) et l'équation [2.5] pour la limite haute de cette plage. La plage considérée pour le bâtiment de 1965 est donc de 0,154 seconde jusqu'à 1,54 seconde.

$$T_0 = \min[0, 2T_1; T_{90\%}] \quad [2.4]$$

$$T_n = \max[2, 0T_1; 1,5s] \quad [2.5]$$

#### 4.1.2.2 Étalonnage

Les enregistrements choisis sont étalonnés avec deux facteurs, un facteur pour chacun des accélérogrammes et un facteur de groupe. Le premier facteur multiplie tous l'accélérogramme par la moyenne calculée précédemment pour cet accélérogramme. Les enregistrements étalonnés sont ainsi centrés sur le spectre cible, dans la plage de périodes uniquement. Le second facteur

d'étalonnage est nécessaire pour répondre à l'exigence du CNBC qui requiert que la moyenne des accélérogrammes de chaque scénario ait une différence maximale de 10% avec le spectre cible. Ce facteur calcul la moyenne des accélérations spectrales pour tous les spectres étalonnées individuellement dans chaque sous-groupe et vérifier la différence de 10%. Ce facteur est illustré à la figure 4.1.1 et figure 4.1.2 pour chacune des catégories d'emplacement, permet de faire remonter la courbe de différence entre le spectre cible et le spectre moyen des accélérogrammes au-dessus de la limite de 90%. Les Tableau 4.1.2 à Tableau 4.1.5 présentent les scénarios et accélérogrammes choisis pour chaque catégorie d'emplacement, ainsi que les différents facteurs correspondants.

Tableau 4.1.2 – Sous-ensemble pour une catégorie d'emplacement « B » considérant le risque sismique lié aux hautes fréquences à courte distance

Emplacement B - Sous-groupe #1				
Groupe	Numéro	Score	Facteur	Écart-Type
east6a1	23	0.102	0.954	0.102
east6a1	12	0.115	1.232	0.115
east6a2	1	0.257	1.146	0.257
east6a2	5	0.266	1.597	0.266
east7a1	26	0.066	0.501	0.066
Facteur de groupe				1.032

Tableau 4.1.3 – Sous-ensemble pour une catégorie d'emplacement « B » considérant le risque sismique lié aux grandes amplitudes à plus longue distance

Emplacement B - Sous-groupe #2				
Groupe	Numéro	Score	Facteur	Écart-Type
east7a2	3	0.142	1.193	0.142
east7a3	39	0.223	1.966	0.223
east7a4	11	0.246	1.696	0.246
east7a5	7	0.257	1.000	0.257
east7a6	8	0.259	1.834	0.259
east7a7	1	0.292	1.227	0.292
Facteur de groupe				1.063

Tableau 4.1.4 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « D » considérant le risque sismique lié aux hautes fréquences à courte distance

Emplacement D - Sous-groupe #1				
Groupe	Numéro	Score	Facteur	Écart-Type
east6d1	12	0.092	1.120	0.092
east6d1	23	0.093	0.874	0.093
east6d2	5	0.158	1.121	0.158
east6d2	6	0.164	1.058	0.164
east7d1	18	0.070	0.629	0.070
Facteur de groupe				1.000

Tableau 4.1.5 – Sous-ensemble pour une catégorie d’emplacement « D » considérant le risque sismique lié aux grandes amplitudes à plus longue distance

Emplacement D - Sous-groupe #2				
Groupe	Numéro	Score	Facteur	Écart-Type
east7d2	3	0.101	0.925	0.101
east7d2	11	0.153	1.306	0.153
east7d2	39	0.172	1.477	0.172
east7d2	7	0.177	0.755	0.177
east7d2	35	0.193	1.582	0.193
east7d2	36	0.195	1.535	0.195
Facteur de groupe				1.046



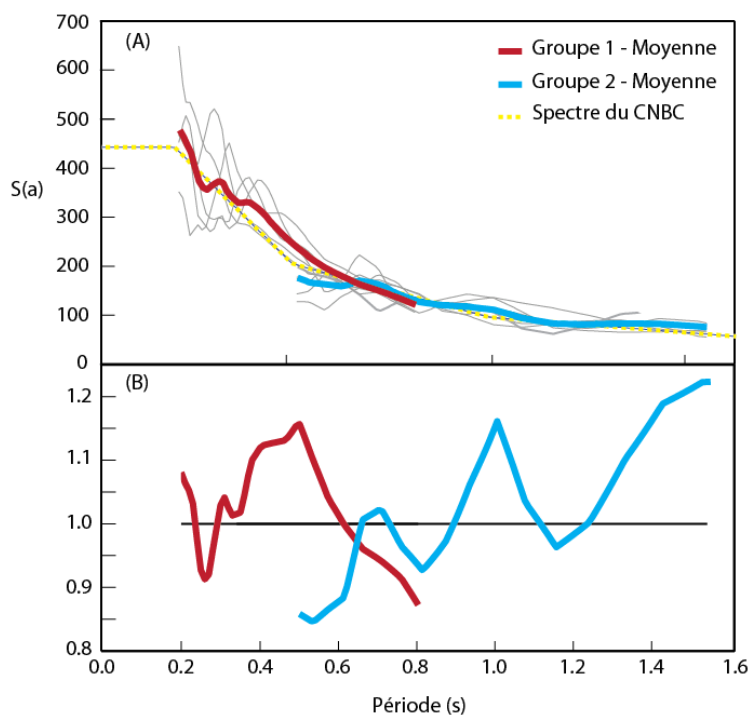


Figure 4.1.1 – (A) Spectre de réponse moyen de l'ensemble d'accélérogrammes « B » et (B) différence entre les spectres moyens et le spectre de conception du CNBC 2010.

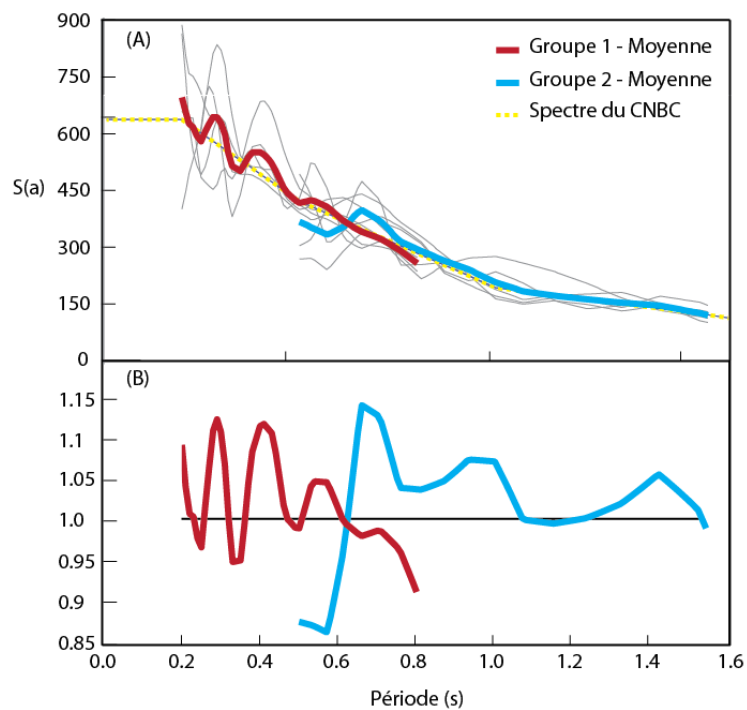


Figure 4.1.2 – (A) Spectre de réponse moyen de l'ensemble d'accélérogrammes « D » et (B) différence entre les spectres moyens et le spectre de conception du CNBC 2010.

### 4.1.2.3 Torsion

Puisque les analyses numériques sont réalisées sur un modèle en deux dimensions, l'impact de la torsion sur la structure n'est pas pris en compte, ce qui résulte en une réduction des efforts sur le cadre rigide. Pour corriger cette réduction, un facteur d'échelle de torsion a été calculé à partir des résultats des analyses tridimensionnelles avec la méthode statique équivalente du CNBC. Le bâtiment n'est pas sensible à la torsion avec une valeur de « bêta » de 1.34 et aucune excentricité de masse n'existe dans la direction du cadre rigide évalué. Un coefficient de torsion de 10% a été calculé à partir de l'augmentation du cisaillement à la base du cadre rigide lorsque cette valeur est comparée pour une analyse avec et sans l'effet de la torsion accidentelle de 5%.

Un facteur d'augmentation de 10% a donc été appliqué à tous les accélérogrammes utilisés pour les analyses temporelles.

## 4.2 Modélisation de la superstructure

Afin de réaliser l'évaluation sismique du bâtiment fictif, la modélisation numérique du cadre a été réalisée à l'aide de deux logiciels d'éléments finis. Les analyses classiques telles que la méthode statique équivalente (MSE) et la méthode modale du spectre de réponse (SPEC) ont été réalisées à l'aide du logiciel commercial SAP2000 (CSI 2015). Les analyses temporelles plus élaborées ont été réalisées à l'aide du logiciel OpenSEES. Une revue de littérature du logiciel OpenSEES est présentée en annexe E.

### 4.2.1 Modélisation

La modélisation numérique adéquate de la structure est nécessaire à l'évaluation sismique subséquente. Afin de comparer les différentes méthodes d'analyses et les différentes recommandations des normes d'évaluations, deux principaux modèles numériques ont été développés sur OpenSEES dont un pour évaluer la réponse linéaire et l'autre pour évaluer la réponse non linéaire de la superstructure. Cette différence passe principalement par la sélection d'éléments du modèle permettant la réponse non linéaire et la plasticité. La structure modélisée consiste en un cadre en deux dimensions qui correspond au cadre rigide en béton armé dans la partie intérieure du bâtiment et dans la direction transversale comme indiqué au chapitre 3. Le choix d'un modèle en deux dimensions plutôt qu'en trois dimensions permet de simplifier le modèle

numérique et d'ainsi réduire le temps de calcul et les données sauvegardées. Il est alors possible d'étudier l'influence d'une plus grande quantité de paramètres. Ce choix est justifié par les résultats concluants obtenus des travaux de Le Bec (2010) lors de la comparaison des réponses en trois dimensions et en deux dimensions d'une même structure. Il est à noter que ce choix n'a pas d'influence sur la complexité de modélisation puisque tous les éléments structuraux sont modélisés à l'aide d'éléments unidimensionnels.

Le modèle linéaire et le modèle non linéaire partagent les mêmes dimensions, les mêmes nœuds, les mêmes charges et la même masse. Le modèle linéaire possède des sections d'éléments élastiques, alors que le modèle non linéaire comprend des sections de fibres jumelées à des lois de comportement non linéaires. Les lois de comportement du béton et de l'acier d'armature sont définies plus bas, ainsi que l'amortissement appliqué au modèle.

#### **4.2.1.1 Lois de comportement**

Dans OpenSEES, les lois de comportement sont appelées des matériaux. Deux matériaux sont présents dans le cadre rigide modélisé ici : le béton et l'acier d'armature.

##### *Béton*

Le bâtiment existant contient le même béton dans l'ensemble de sa structure. Une seule loi de comportement a donc été développée pour ce béton. L'effet de confinement du béton a également été pris en compte selon la géométrie et la disposition de l'acier d'armature dans les éléments structuraux. Cet effet n'est pas toujours observé dans les bâtiments existants entre autres parce que l'utilisation d'étriers ouverts était plus fréquente selon les plans de bâtiments existants observés, ce qui ne permet pas un confinement adéquat béton. Des lois de comportement pour le béton confiné pour chaque niveau de confinement sont déjà disponibles dans OpenSEES.

Le béton est un matériau hétérogène et ses propriétés possèdent une importante plage de variance. Le murissement du béton est une propriété bien connue qui résulte en une augmentation de la contrainte ultime du béton dans le temps, mais d'autres facteurs, comme la pollution peuvent également affecter et réduire ces propriétés dans le temps (Lefebvre, 2012). Bien que cette référence s'appuie sur d'autres travaux pour quantifier cette variation, dans la présente recherche, aucune variation n'a été considérée en raison du manque de travaux expérimental justifiant ces variations (principalement la réduction due à la pollution). Afin de définir la loi de comportement

pour le béton non confiné, les propriétés de base à connaître sont : la résistance ultime en compression ( $f'_c$ ), la résistance en traction ( $f_t$ ), la déformation à l'ultime ( $\epsilon'_{cu}$ ) et le module élastique ( $E_c$ ). Une première estimation de ces valeurs est obtenue à l'aide de la norme canadienne de béton A23.3 et les propriétés définies lors de la conception. La résistance ultime en compression lors de la conception était de 27,6 MPa. La norme A23.3 définit les valeurs de base des propriétés du béton qui sont basées sur leur propre loi de comportement simplifiée telle qu'illustrée à la figure 4.2.1. Premièrement, la relation simplifiée définit une valeur plateau de  $f'_c$  afin de simplifier la distribution des contraintes en conception. Cette valeur équivaut à 90% du pic en compression d'un essai sur une éprouvette cylindrique normalisée en béton, tel que noté à l'article 10.1.6 du A23.3. Cette règle n'a pas été considérée pour modifier la valeur du pic en compression ( $=f'_c/0,9$ ) puisque ce n'est pas ce modèle simplifié qui a été utilisé en conception dans le CNBC 1965 et qu'aucune autre information n'est disponible sur la valeur du pic. Ensuite, le module élastique sécant ( $E_c$ ) est calculé à partir de l'équation [2.6]. La valeur de déformation à l'ultime est fixée comme étant 0.0035 mm/mm pour tout béton. La résistance en traction est souvent négligée, mais peut être calculée selon l'équation [2.7].

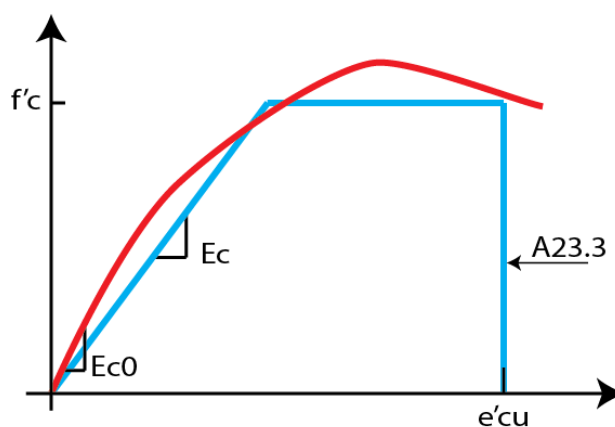


Figure 4.2.1 – Comparaison de la loi de comportement simplifiée du A23.3 (en bleu) par rapport à une relation contrainte-déformation plus réaliste (en rouge) pour le béton armé.

$$E = 4500\sqrt{f'_c} \quad [2.6]$$

$$f_t = 0,33\sqrt{f'_c} \quad [2.7]$$

Bien que cette loi de comportement simplifiée soit très utile en conception, son utilisation pour une modélisation non linéaire n'est pas très réaliste et il est alors préférable d'utiliser des lois plus

complètes qui décrivent autant la branche ascendante que descendante du béton pour un chargement cyclique. Les travaux de Le Bec (2010), également réalisés sur OpenSEES, sont basés sur une loi de comportement intégrée dans le logiciel, « concrete02 », qui est basé sur les travaux de Kent & Park (1971) représentés à la figure 4.2.2. En compression, cette loi présente une branche pré-pic parabolique et une branche post-pic linéaire. Cette loi permet également la modélisation d'un comportement en traction du béton. Bien que plusieurs autres lois de comportement soient facilement accessibles dans OpenSEES, tel que « concrete07 » basé sur Chang & Mander (1994), c'est la relation *concrete02* qui a été utilisée dans cette présente recherche en raison de sa stabilité et de la consistance de ces résultats obtenus par les travaux de Le Bec (2010). Il est à noter que cette recherche se concentre sur l'interaction sol-structure et qu'une modélisation plus complexe du béton n'a pas été jugée nécessaire. Par ailleurs, un modèle test incluant la loi de comportement « concrete07 » a causé à plusieurs reprises des erreurs de stabilité numérique menant rapidement au retrait de ce choix.

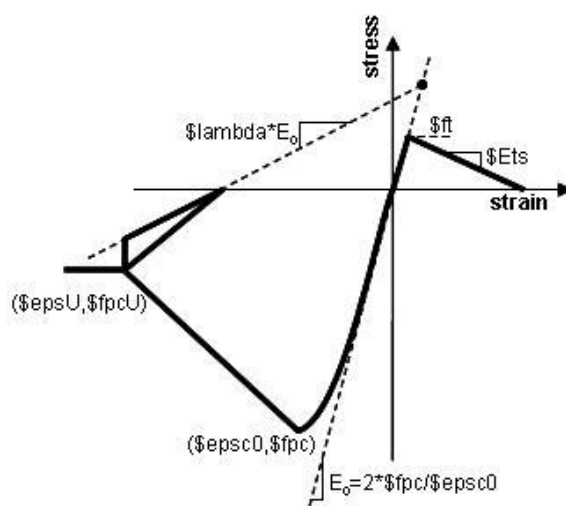


Figure 4.2.2 – Loi de comportement « concrete02 » de Kent & Park (1971). Les contraintes de compression sont notées négatives et celles en tension, positives. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006).

Comme illustrée à la figure 4.2.2, une loi de comportement plus complète nécessite l'introduction de propriétés supplémentaire pour décrire la courbe de relation contrainte-déformation. L'étude très complète de Chang & Mander (1994) fournit des informations pertinentes à propos de ces différentes propriétés autant pour le béton que l'acier d'armature. Il est entre autres observé que le module élastique initial ( $E_{c0}$ ) est généralement 10% à 18% supérieur à la valeur du module sécant

( $E_c$ ) comme on l'observe dans la figure 4.2.2. L'équation [2.8] permet d'évaluer une valeur réaliste du module élastique initial équivalente à 28 455 MPa pour un béton de 27,4 MPa. L'équation [2.9] permet de calculer la déformation ( $\epsilon'_c$ ) correspondante à la contrainte maximale en compression ( $f'_c$ ), soit 0,002335 mm/mm. Pour le béton non confiné, la valeur de résistance en compression ultime ou encore résiduelle ( $f'_{cu}$ ) a été considérée nulle. La résistance en traction a également été considérée nulle pour ce béton.

$$E_{c0} = 8200 \left( f'_c \right)^{3/8} \quad [2.8]$$

$$\epsilon'_c = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad [2.9]$$

Lorsque le béton est confiné, ses propriétés se voient améliorées autant pour la résistance en compression, que pour la ductilité et toute la pente descendant (Chang et Manders 1994). L'amélioration de ces propriétés dépend du degré de confinement qui est lié à la quantité d'acier d'armature transversale dans l'élément structural. Ce degré de confinement est représenté par le paramètre  $k$ , calculé à l'aide de l'équation [2.10]. Cette équation compare le ratio de volume d'armature transversale et de volume de béton confiné, multiplié par la limite élastique de l'acier par rapport à  $f'_c$ . Le degré de confinement est donc considéré proportionnel à la quantité d'acier d'armature transversale. À partir de ce paramètre, les propriétés confinées sont définies par les équations [2.11], [2.12], [2.13] et [2.14]. Ces nouvelles propriétés reflètent une translation des points 1 et 2 illustrés à la figure 4.2.3.a et laisse apparaitre une résistance en compression résiduelle non-nulle qui se poursuit indéfiniment. Le paramètre  $\lambda$  prend la valeur par défaut dans OpenSEES de 0,1.

$$\kappa = \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 K_e \rho f_y}{f'_c} - \frac{2 K_e \rho f_y}{f'_c}} \right) \quad [2.10]$$

$$f'_{cc} = \kappa f'_c \quad [2.11]$$

$$\epsilon'_{cc} = \kappa \epsilon'_c \quad [2.12]$$

$$f'_{cuc} = \frac{2}{10} \kappa f'_{cc} \quad [2.13]$$

$$\epsilon'_{cuc} = 0,004 + 1,4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad [2.14]$$

$\kappa$	= Degré de confinement du béton
$K_e$	= Coefficient de confinement
$\rho$	= Ratio de l'armature de confinement minimal entre chacune des deux directions de la section
$\rho_s$	= Ratio volumétrique de l'armature de confinement. Pour une section rectangulaire, somme des deux directions.
$f_y$	= Limite élastique pour l'acier des étriers
$f'_{cc}, \varepsilon'_{cc}, \dots$	= Propriétés confinées (ajout de l'indice « c »)
$\varepsilon_{sm}$	= Niveau de déformation à la contrainte maximale de l'acier

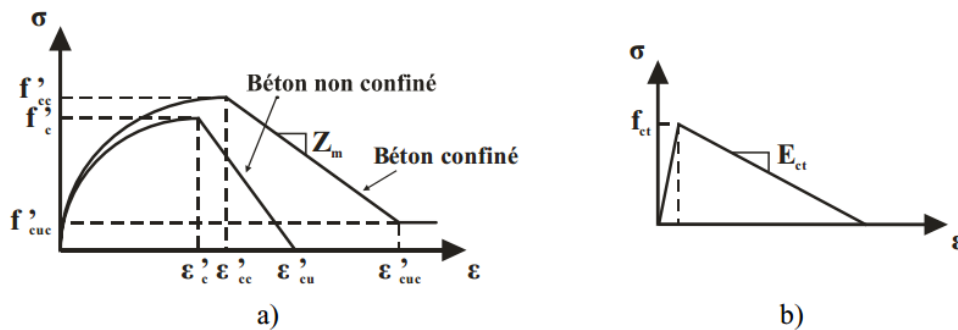


Figure 4.2.3 – Loi de comportement du béton (a) en compression et (b) en traction. Adaptée de (Le Bec, 2010).

L'aire de confinement du béton varie selon la géométrie des sections structurales et l'espacement des étriers. La figure 4.2.4 illustre comment estimer la section et l'aire effective de béton confiné pour une colonne ronde et une colonne rectangulaire (Chang & Mander, 1994). L'aire intérieure des étriers est premièrement définie comme  $(b_c)$  et  $(d_c)$  qui sont les dimensions passant par le centre du diamètre des étriers. Cette aire est réduite de chaque côté par le quart de l'espacement net des étriers  $(s')$ . Pour les sections rectangulaires, le décalage est un peu plus important que pour les

sections circulaires en raison de la distribution non uniforme des étriers de construction. Cette référence indique que l'aire intérieure pour une colonne rectangulaire peut être estimée à partir de l'équation [2.15]. La dimension de l'aire de confinement ayant un impact notable sur la période de vibration du système, le décalage intérieur pour les colonnes rectangulaires a été calibré sur les essais de Filiatrault et al. (1998) (sous-chapitre 4.3). Des zones confinées ont été calculées pour chaque tranche de changement de l'espacement et sont ainsi affichées au tableau 4.2.1.

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - 0,5 \frac{s'}{b_c} \right) \left( 1 - 0,5 \frac{s'}{d_c} \right) \quad [2.15]$$

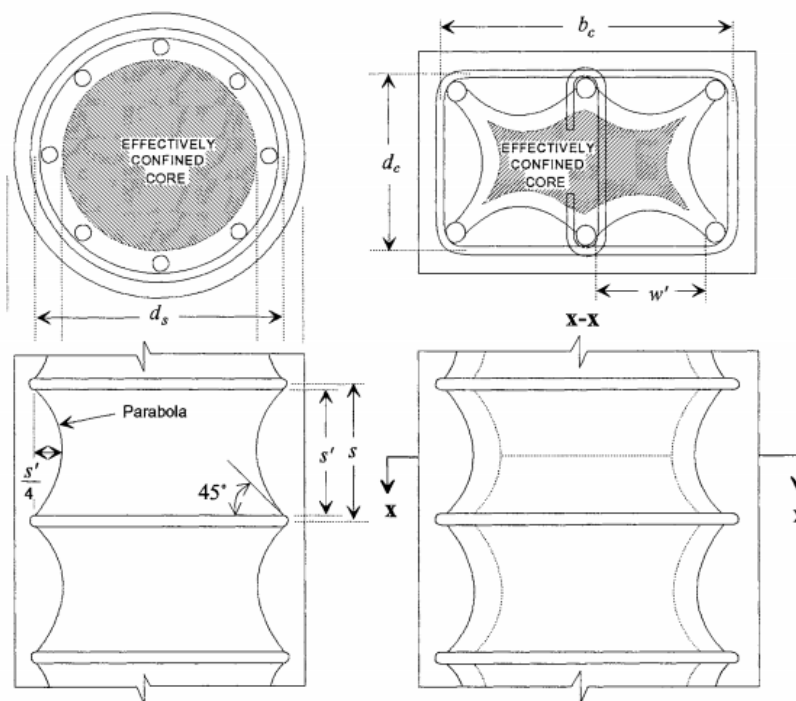


Figure 4.2.4 – Aire de confinement effectif pour des sections structurales circulaires et rectangulaires. Adaptée de Chang & Mander (1994).

Le comportement en traction du béton confiné est considéré, mais n'inclut aucune modification des propriétés en fonction du degré de confinement. Autrement dit, il n'y a qu'une seule loi de comportement en traction pour le béton. Le matériau « concrete02 » décrit une relation bilinéaire pour la résistance en traction tel qu'indiqué dans la portion supérieure de la figure 4.2.2. Ce modèle considère un module élastique constant en traction suivant la même pente du module élastique initial ( $E_{c0}$ ). La valeur de résistance en traction est estimée à partir de l'équation [2.16], basée sur les travaux de Carreira et Chu (Chang & Mander, 1994), qui donne une valeur un peu moins



conservatrice que l'équation du A23.3. La pente de la branche descendante en traction est définie par l'équation [2.17] comme étant un multiple de la résistance en traction. Cette définition simplifiée est proposée par les travaux de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006) dans de multiples exemples avec OpenSEES.

$$f_{ct} = 0,5\sqrt{f'_c} \quad [2.16]$$

$$E_{ct} = \frac{f'_c}{0,001} \quad [2.17]$$

Tableau 4.2.1 – Propriétés géométriques des sections pour les colonnes et les poutres. Certaines poutres possèdent plus d'une section pour modéliser la variation du nombre d'étrier.

Sections	Étrier (mm2)	Side 1 (mm)	Side 2 (mm)	Distance s (mm)	Side 1 Confined	Side 2 Confined	Offset (mm)
C304	#5 (200)	711	406	254	583	278	26
C204	#5 (200)	711	457	305	570	316	33
C104	#5 (200)	864	508	305	722	367	33
C305	#5 (200)	711	508	254	583	379	26
C205	#5 (200)	762	508	203	646	392	20
C105	#5 (200)	813	508	305	672	367	33
P406-1	#4 (129)	559	254	203	443	138	20
P406-2	#4 (129)	559	254	254	430	125	26
P406-3	#4 (129)	559	254	457	379	75	52
P306-1	#4 (129)	762	254	254	633	125	26
P306-2	#4 (129)	762	254	305	621	113	33
P206-1	#4 (129)	914	254	254	786	125	26
P206-2	#4 (129)	914	254	305	773	113	33
P408-1	#4 (129)	559	254	305	418	113	33
P308-1	#4 (129)	762	254	203	646	138	20
P308-2	#4 (129)	762	254	254	633	125	26
P208-1	#4 (129)	914	254	203	799	138	20

Tableau 4.2.2 – Propriétés mécanique du béton pour différentes sections d'éléments structuraux.

Sections	rho	f'l	k	f'cc	e'cc	f'cuc	e'cuc	rho_s
C304	0.0022	0.46	1.11	30.6	0.0022	6.8	0.019	0.006
C204	0.0018	0.38	1.09	30.1	0.0021	6.6	0.016	0.005
C104	0.0015	0.31	1.07	29.7	0.0021	6.4	0.015	0.004
C305	0.0022	0.46	1.11	30.6	0.0022	6.8	0.017	0.005
C205	0.0026	0.53	1.13	31.1	0.0022	7.0	0.020	0.006
C105	0.0016	0.33	1.08	29.8	0.0021	6.4	0.015	0.004
P406-1	0.0023	0.47	1.11	30.7	0.0022	6.8	0.022	0.007
P406-2	0.0018	0.38	1.09	30.1	0.0021	6.6	0.019	0.006
P406-3	0.0010	0.21	1.05	29.0	0.0020	6.1	0.013	0.003
P306-1	0.0013	0.28	1.07	29.4	0.0021	6.3	0.018	0.005
P306-2	0.0011	0.23	1.06	29.1	0.0020	6.1	0.016	0.004
P206-1	0.0011	0.23	1.06	29.1	0.0020	6.1	0.017	0.005
P206-2	0.0009	0.19	1.05	28.9	0.0020	6.0	0.015	0.004
P408-1	0.0015	0.31	1.07	29.7	0.0021	6.4	0.017	0.005
P308-1	0.0017	0.34	1.08	29.9	0.0021	6.5	0.021	0.007
P308-2	0.0013	0.28	1.07	29.4	0.0021	6.3	0.018	0.005
P208-1	0.0014	0.29	1.07	29.5	0.0021	6.3	0.021	0.006

### Acier

L'acier est un matériau beaucoup plus homogène que le béton et plus simple à évaluer. La relation contrainte-déformation d'un acier est habituellement constituée d'une pente ascendante élastique, soit le module élastique ( $E_s$ ), d'un plateau plastique commençant à la valeur de limite élastique ( $f_y$ ) et d'une branche d'écrouissage.

La contrainte limite de l'acier utilisée durant la phase de conception est de 137,9 MPa, mais cette contrainte ne représente pas la limite élastique. En effet, la méthode des contraintes admissibles considère que les matériaux répondent de manière élastique et ce n'est donc qu'une portion de la limite élastique de l'acier qui est utilisée. La norme américaine ASCE 41-13 fournit un tableau spécifiant la limite élastique pour différents types d'acier et pour différentes époques. Pour un acier de type intermédiaire, on retrouve une valeur de limite élastique de 40 ksi (275,8 MPa), ce qui veut dire que la contrainte limite choisie en conception était 50% de la limite élastique. Le module

élastique de l'acier d'armature correspond aux spécifications de la norme CSA G30.18-M92 requises par le A23.3, soit 200 GPa.

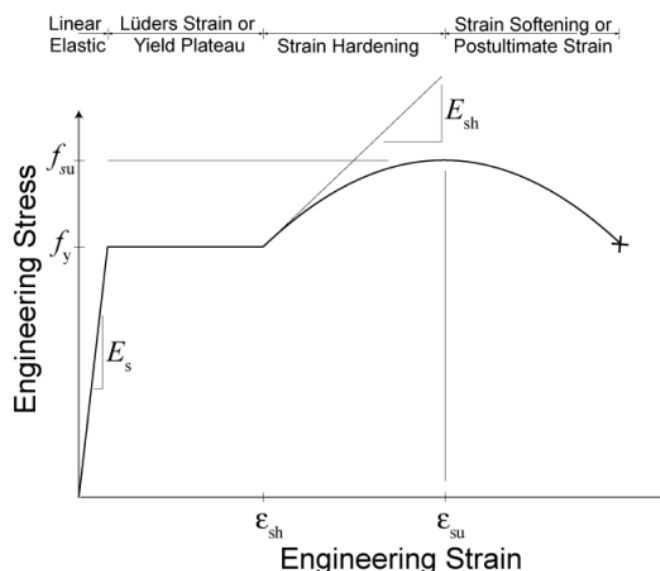


Figure 4.2.5 – Loi de comportement de l'acier. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006).

La modélisation de l'acier d'armature se base sur le matériau « steel02 » dans OpenSEES. Cette loi de comportement est basée sur les travaux de Menegotto & Pinto (1973) ensuite modifiée par les travaux de Filippou, Popov, & Bertero (1983) pour l'ajout de l'écrouissage isotrope. Outre la limite élastique et le module élastique, le matériau ne requiert que la spécification du ratio d'écrouissage, soit la pente de la branche d'écrouissage. Cette valeur est prise égale à 0,005, comme spécifiée dans la norme pour l'acier d'armature. Le matériau propose également des facteurs de transition entre la branche élastique et la branche plastique, ce qui permet de mieux faire correspondre la courbe avec le profil désiré. Les valeurs recommandées ont été retenues puisque ce modèle se base sur un bâtiment fictif et qu'aucune donnée expérimentale n'est disponible. La modélisation du bâtiment n'a nécessité qu'une seule loi de comportement pour l'acier d'armature.

### *Cisaillement*

Les lois de comportement précédentes permettent uniquement de modéliser le comportement axial des matériaux de la structure ce qui ne permet pas au modèle de tenir compte des déformations de cisaillement. Bien que pour un cadre rigide, les déformations de cisaillement soient mineures par rapport aux déformations de flexion, la modélisation par OpenSEES propose simplement l'ajout

d'une loi de comportement en cisaillement. Une loi de comportement linéaire élastique basée sur le module de cisaillement ( $G$ ) a été définie. Le module de cisaillement est calculé à l'aide de l'équation [2.18] en prenant en compte un coefficient de poisson ( $\nu$ ) d'une valeur typique de à 0,3 pour les bétons conventionnels.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [2.18]$$

#### 4.2.1.2 Sections

Deux types de section ont été créés afin de réaliser des analyses élastique et inélastique. Pour le modèle élastique, ce sont des éléments poutres incluant les différentes propriétés de sections qui ont été créées. Ces propriétés comprennent l'aire de section ( $A$ ), le barycentre (centre géométrique de la section) ce qui inclut la position de l'axe neutre ( $y_{\bar{}}$ ) et le moment quadratique de la section. Pour le modèle inélastique, ce sont des sections de types fibres qui ont été modélisées. Cette modélisation permet de représenter la géométrie de la section et les différents matériaux qui s'y trouvent, permettant ainsi au logiciel de calculer lui-même les propriétés de sections tout au long de l'analyse, soit les propriétés initiales et fissurées sous un chargement cyclique.

##### *Section élastique*

Pour SAP2000 et OpenSEES, ce sont des sections élastiques avec moment quadratique réduit qui sont modélisées. La réduction du moment quadratique est basée sur l'article 10.14.1.2 du A23.3 dans lequel est spécifiée une réduction de 30% pour les poteaux et une réduction de 60% pour les poutres afin de tenir compte de la fissuration du béton.

Tableau 4.2.3 – Propriétés des sections fissurées. Adapté de la norme A23.3.

Élément structural	Moment quadratique
Poutres	0,35 $I_g$
Poteaux	0,70 $I_g$
Murs - non fissurés	0,70 $I_g$
Murs - fissurés	0,35 $I_g$
Plaques et dalles	0,25 $I_g$

### *Section fibre*

Une section de type fibre permet de modéliser adéquatement une coupe transversale d'un élément structural. Cette solution est à mi-chemin entre les plus simples propriétés de sections et un plus complexe modèle d'éléments finis de deux dimensions ou de trois dimensions. La section fibre peut être jumelée à un élément poutre-colonne pour obtenir une réponse en plasticité distribuée sur la longueur de l'élément, ou encore être jumelée à un élément de longueur zéro pour simuler un effet concentré. La modélisation par fibre utilise l'hypothèse de Bernoulli qui stipule que les sections droites planes avant déformation demeurent droites et planes après déformation de l'élément. La section fibre seule ne prend pas en compte les déformations en cisaillement, tel que mentionné plus haut. OpenSEES permet de jumeler plusieurs propriétés de sections afin de tenir compte des différents comportements de section désirés. Spacone et al (1996) précise également que le modèle de sections fibre introduit dans OpenSEES ne permet pas de représenter l'effet de glissement entre l'armature et le béton.

La réponse est obtenue par intégration de la section sur la longueur de l'élément correspondant (Kunnath et al. 1990, Spacone et al. 1996). La réponse est obtenue sous forme de contrainte et de déformation de chaque fibre individuelle. Pour obtenir le moment de flexion, il est donc nécessaire de faire la somme des efforts pour chaque fibre. Les fibres n'ont pas besoin d'être d'une dimension particulière ou d'une forme particulière, il est seulement nécessaire d'en avoir en nombre suffisant pour assurer une réponse qui converge.

La modélisation des fibres nécessite de préciser le nombre et la dimension des fibres dans chaque direction de la section. Il est également nécessaire de spécifier le type de matériaux pour chacune des fibres. Puisque le modèle est en deux dimensions, aucune déformation hors plan n'est possible et le nombre de fibres dans la direction hors plan est donc limité à quatre selon les recommandations des exemples de OpenSEES pour les cadres en béton armé. Le nombre de fibres dans la direction principale est fonction de la dimension des éléments structuraux, soit au minimum une fibre par pouce (25,4 mm) de longueur. La modélisation d'un total de neuf sections en fibre a été nécessaire pour l'ensemble des types de poutres et selon le degré de confinement. Six sections ont été nécessaires pour les colonnes.

#### 4.2.1.3 Éléments

La structure du bâtiment est constituée de trois éléments structuraux distincts: les colonnes, les poutres et les joints poutre-colonne. La modélisation des poutres et des colonnes est réalisée à l'aide d'éléments poutre-colonne unidimensionnels permettant le mouvement des nœuds dans trois degrés de libertés en plan: vertical, horizontal et rotation. La modélisation des joints poutre-colonne est plus complexe et une revue de littérature de ces éléments est fournie en annexe E.

##### *Élément poutres et colonnes*

Il existe une grande variété d'éléments poutre-colonne dont les plus élémentaires sont basés sur les fonctions d'interpolation cubiques d'Hermite (Bouannani 2012). D'autres éléments plus complexes permettent de tenir compte des déformations plastiques à l'intérieur de l'élément, soit par une solution en plasticité concentrée ou en plasticité distribuée. La différence entre ces deux approches est illustrée à la figure 4.2.6, dans laquelle plusieurs modèles sont proposés pour chacune des deux solutions. Un document technique du NEHRP (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010) indique qu'une solution de plasticité distribuée fournit une représentation plus fidèle et plus détaillée de la propagation des déformations plastiques qu'un modèle à plasticité concentrée, dans lequel la rotule plastique doit être positionnée durant la modélisation. D'un autre côté, une solution en plasticité concentrée est capable de tenir compte de plus d'effets locaux, tel que le flambement des barres d'armatures et l'interaction non linéaire de la flexion et du cisaillement, puisque cette solution est généralement basée et calibrée sur des essais réels. Dans le cadre de ce projet, en considérant la nature fictive du bâtiment ainsi que la difficulté de prévoir l'existence et la position de rotules plastiques en raison de l'année de conception du bâtiment, c'est une solution en plasticité distribuée qui a été sélectionnée.

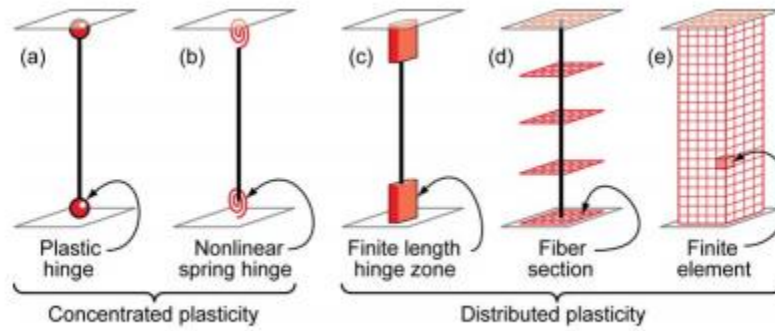


Figure 2-1 – Idealized models of beam-column elements.

Figure 4.2.6 – Comparaison des solutions à plasticité concentrée et des solutions à plasticité distribuée. (Deierlein et al., 2010)

OpenSEES fournit deux éléments poutre-colonne capables de fournir une solution en plasticité distribuée: l'élément poutre-colonne à formulation basée sur les déplacements (DBE) et l'élément poutre-colonne à formulation basée sur les forces (FBE). La formulation basée sur la déformation assure une continuité des déformations en supposant un effort axial constant et une courbure linéaire, tandis qu'une formulation basée sur les forces assure une continuité des forces par équilibre statique, soit une des dérivés de l'équation de déformation (Terzic, 2011). Pour une modélisation d'éléments nonlinéaires ou non-prismatiques, la différence peut devenir importante puisque les hypothèses pour une DBE ne correspondent pas à la réalité. Le raffinement du maillage est donc nécessaire pour assurer une meilleure compatibilité. La figure 4.2.7 illustre ce point.

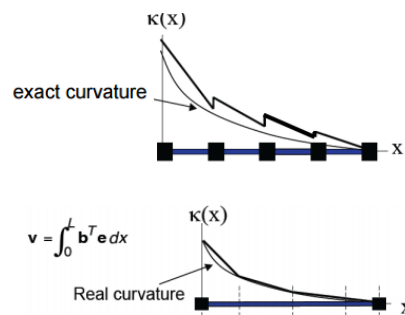


Figure 4.2.7 – Différence de modélisation avec une méthode DBE (haut) par rapport à une méthode FBE (bas).

Neuenhofer et Filippou (1997) montre que pour une poutre prismatique nonlinéaire avec conditions aux frontières hyperstatiques, la FBE converge rapidement lorsque le nombre de points d'intégrations augmente, tandis que pour la DBE, le nombre de points d'intégration n'apporte aucun

avantage. La figure 4.2.8 illustre le pourcentage d'erreur obtenu (axe Y) selon le nombre d'éléments choisis (axe X) et le nombre de points d'intégration par éléments. Ces résultats indiquent clairement un avantage pour la FBE, mais il est à noter que ce type de modélisation peut causer des erreurs de localisation des contraintes dans un modèle où la plasticité est permise (Bouannani, 2012). C'est finalement la formulation basée sur la force qui a été préférée dans le cadre de cette recherche. Ce choix est entre autres soutenu par les résultats concluants des recherches similaires par Le Bec (2008) et Lemieux (2013).

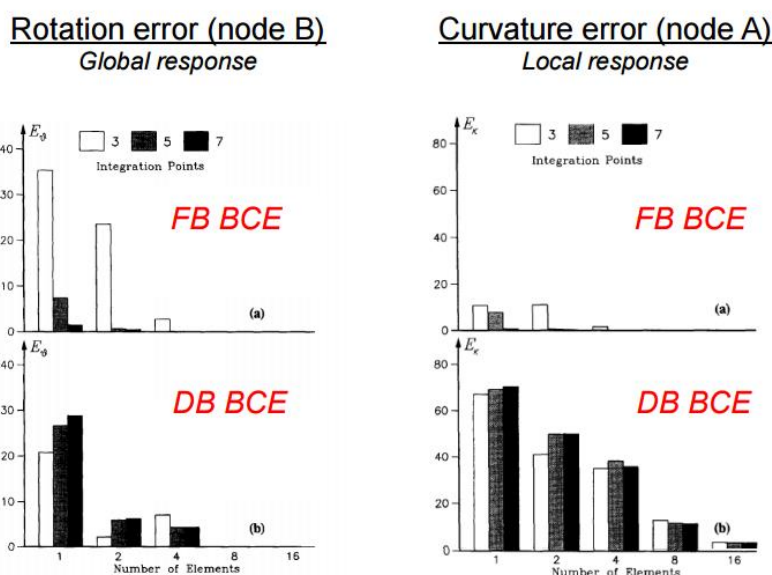


Figure 4.2.8 – Comparaison de l'erreur obtenue par des éléments avec une formulation basée sur la force (FBE) et une formulation basée sur le déplacement (DBE) (Terzic, 2011).

Dans OpenSEES, la modélisation requiert de spécifier les nœuds et la section liée à l'élément, ainsi que le nombre de points d'intégration et la méthode d'intégration. Un nombre de trois éléments par colonne et cinq éléments par poutre a été considéré. Une distribution plus nombreuse et plus courte d'éléments a été considérée aux extrémités des poutres complètes afin d'augmenter la précision au niveau des rotules plastiques probables. Ce type de modélisation n'est pas toujours désirable avec la FBE et une vérification de la convergence des résultats devraient toujours être réalisée en variant les dimensions des éléments. Une telle vérification est essentielle pour éviter le problème de localisation pour des analyses nonlinéaires. Pour le modèle numérique élastique, les sections élastiques correspondantes à la géométrie ont été jumelées aux éléments. Pour le modèle numérique nonlinéaire, ce sont les sections de fibre qui l'ont été. Le nombre de points d'intégration a été fixé



à cinq pour tous les éléments, basé sur les résultats de Neuenhofer et Filippou (1997). Finalement, OpenSEES propose une grande variété de méthode d'intégration (Scott 2011) dont la plus utilisée et également la méthode par défaut est la méthode d'intégration de Gauss-Lobatto. Cette méthode considère deux points d'intégration à chaque extrémité de l'élément et distribués à une distance égale pour le reste des points. Ce choix est jugé valide en raison des résultats probants et de la stabilité observée pour les travaux de Le Bec (2010) et Mason (2011) qui inclut également des SSI.

#### **4.2.1.4 Effets de second ordre**

Les effets de second ordre (P-Delta) ont été intégrés dans le modèle numérique à l'aide de la transformation corotationnelle pour les éléments colonnes (Filippou, 2013). Cette formulation pour les éléments colonnes permet de tenir compte de l'équilibre en position déformée de la structure et donc l'augmentation des efforts. En raison de la rigidité importante de la structure, ces effets sont assez faibles avec un maximum de 3% d'augmentation des efforts. Les charges de gravité influençant les effets de second ordre sont la charge de gravité tributaire du cadre et la masse tributaire du bâtiment reprise par ce cadre. La charge de gravité est modélisée directement sur le modèle du cadre. La masse tributaire du bâtiment est ajoutée à l'aide d'une colonne de gravité adjacente au cadre et rattachée à chaque étage du bâtiment par des liens rigides. La colonne comprend des rotules à chaque étage et possède donc une rigidité latérale nulle, qui est donc contreventée par le cadre. Le calcul de la masse tributaire du cadre rigide est réalisé à la section 4.2.1.6.

#### **4.2.1.5 Amortissement**

L'amortissement est essentiel dans la dynamique des structures, puisqu'il s'agit du paramètre responsable de la dissipation de l'énergie sismique. Sans ce terme dans l'équation de dynamique, la structure est en mouvement continué puisque l'énergie potentielle et cinétique est constamment transformée sans pourtant se perdre. Dans le contexte d'une structure, ce paramètre doit donc être représentatif de ce qui amortit le mouvement de la structure et dissipe l'énergie. La dissipation d'énergie survient par la déformation inélastique des matériaux, le craquement, le frottement et la plastification, ou encore par la rupture des matériaux non structuraux tels que les murs intérieurs et le revêtement extérieur. Il est important de noter que toutes les structures ne présenteront donc pas le même ratio d'amortissement, puisque leur architecture et leur structure seront très différentes. Le CNBC simplifie le problème en proposant une valeur d'amortissement fixe de 5% pour tout type

de structure et toutes périodes naturelles de vibration dans le cas d'une structure modélisée de manière élastique. Puisque cette valeur représente l'ensemble des phénomènes causant de la dissipation d'énergie, il serait illogique d'utiliser cette même valeur pour un modèle numérique capable de se déformer de manière plastique et hystérétique.

Le guide du NEHRP pour la modélisation de structure nonlinéaire (Deierlein et al., 2010) recommande l'utilisation d'un amortissement de Rayleigh qui consiste à obtenir la matrice d'amortissement «  $[c]$  » à partir de la somme d'une proportion de la matrice de masse «  $[m]$  » et d'une proportion de la matrice de rigidité «  $[k]$  » selon l'équation [2.19]. L'amortissement de Rayleigh est un amortissement visqueux qui est proportionnel à la vitesse. Les coefficients de proportions, «  $a_0$  » et «  $a_1$  » sont obtenus à partir des équations [2.20] et [2.21] pour lesquelles il est nécessaire de spécifier une plage de fréquences naturelles ( $\omega_i$   $\omega_j$ ) et une valeur d'amortissement critique ( $\zeta$ ). Le guide recommande d'utiliser un amortissement d'une valeur de 1% à 5% pour des analyses nonlinéaires et spécifie une valeur inférieure à 2,5% pour des bâtiments de grande hauteur. Sur ces bases un amortissement de 1% est donc choisi afin de prendre en compte la limite basse de la demande sismique.

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad [2.19]$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad [2.20]$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad [2.21]$$

La matrice d'amortissement ainsi construite reste la même pour toute l'analyse, peu importe les changements subis par la matrice de rigidité et l'allongement de la période de vibration naturelle du bâtiment. Cette situation peut mener à de mauvais résultats si la rigidité d'un élément change trop radicalement au courant de l'analyse, en raison du grand coefficient d'amortissement lié à cet élément qui se déforme maintenant rapidement (Deierlein et al., 2010). Il n'existe pas de consensus sur la solution nécessaire, mais Charney (2008) démontre l'impact de la construction de la matrice d'amortissement à partir de la matrice de rigidité initiale, par rapport à la matrice de rigidité tangente et par rapport à un recalcul de la matrice de rigidité et d'amortissement à chaque pas de temps. Dans cette recherche, la matrice de rigidité initiale a été utilisée pour construire la matrice d'amortissement, mais le modèle permet l'enregistrement des forces de Rayleigh afin d'évaluer et

d'éviter un impact plus important que nécessaire de l'amortissement tel que recommandé par Charney (2008). Il est également à noter que la matrice d'amortissement pour les éléments faisant partis du sol est différente et n'utilise par la même valeur d'amortissement (voir section 4.3).

#### 4.2.1.6 Charges et masse

Le bâtiment complet en trois dimensions a été modélisé dans logiciel ETABS afin d'obtenir la fréquence naturelle de vibration dans la direction du cadre, soit la direction transversale. Le cadre seul a ensuite été modélisé en deux dimensions en supposant que la masse tributaire du cadre est à mi-distance entre les quatre cadres rigides. La comparaison des fréquences de vibration indique que le cadre intérieur en deux dimensions a une période de vibration plus courte que celle du bâtiment complet, alors que le cadre extérieur a une période plus longue. Ceci indique que le cadre intérieur reprend une plus grande partie de la masse que celle préalablement supposée. La bonne proportion de masse reprise par le cadre est calculée par le produit croisé de la masse initialement considérée et du ratio entre la période obtenue et la période visée. Le tableau 4.2.4 illustre ce calcul pour chaque étage. En raison de la disposition différente de la masse sur chaque étage, la proportion de masse n'est pas la même pour chaque étage, mais s'approche d'une distribution de 25% de la masse par cadre. Pour des raisons de simplification, c'est donc le quart de la masse du bâtiment qui est retenue par chaque cadre et pour chaque étage. Cette simplification a pour effet d'écourter les modes supérieurs de vibration qui sont d'avantage influencé par les étages inférieurs du bâtiment.

Tableau 4.2.4 – Calcul de la masse sur le cadre intérieur.

Niveau	Masse tributaire (kN)	Ratio période cible	Masse modifiée (kN)	Ratio période modifié	Quart de masse (kN)	Variation
toit	3308	0.795	2630	0.986	2618	100%
3e	2892	0.824	2383	0.997	2345	98%
2e	3094	0.845	2615	1.014	2534	97%

La distribution de la masse sur le modèle simplifié est concentrée aux nœuds du cadre. Cette simplification permet de réduire le nombre de degrés de liberté dynamiques, ainsi que le nombre de modes pour obtenir uniquement les modes affectant globalement la structure. La masse totale de chaque étage (tableau 4.2.5) a été également divisée entre les quatre nœuds de chaque étage. Le calcul de la masse totale est disponible en annexe B. Les charges de gravités sont illustrées au tableau 4.2.6 pour chacune des deux portées du cadre et pour chaque type de chargement.

Tableau 4.2.5 – Masse du bâtiment par étage

Niveau	Masse (kN)
Toit	10471
3e	9378
2e	10137

Tableau 4.2.6 – Charge de gravité tributaire non pondérée du cadre.

Niveau	Portée courte (kN/m)				Portée longue (kN/m)			
	SD	D	L	S	SD	D	L	S
toit	2.7	7.7	0.0	4.5	2.7	8.9	0.0	4.5
3e	2.9	12.0	5.3	0.0	2.9	14.0	5.3	0.0
2e	3.7	14.8	6.6	0.0	3.7	17.3	6.6	0.0

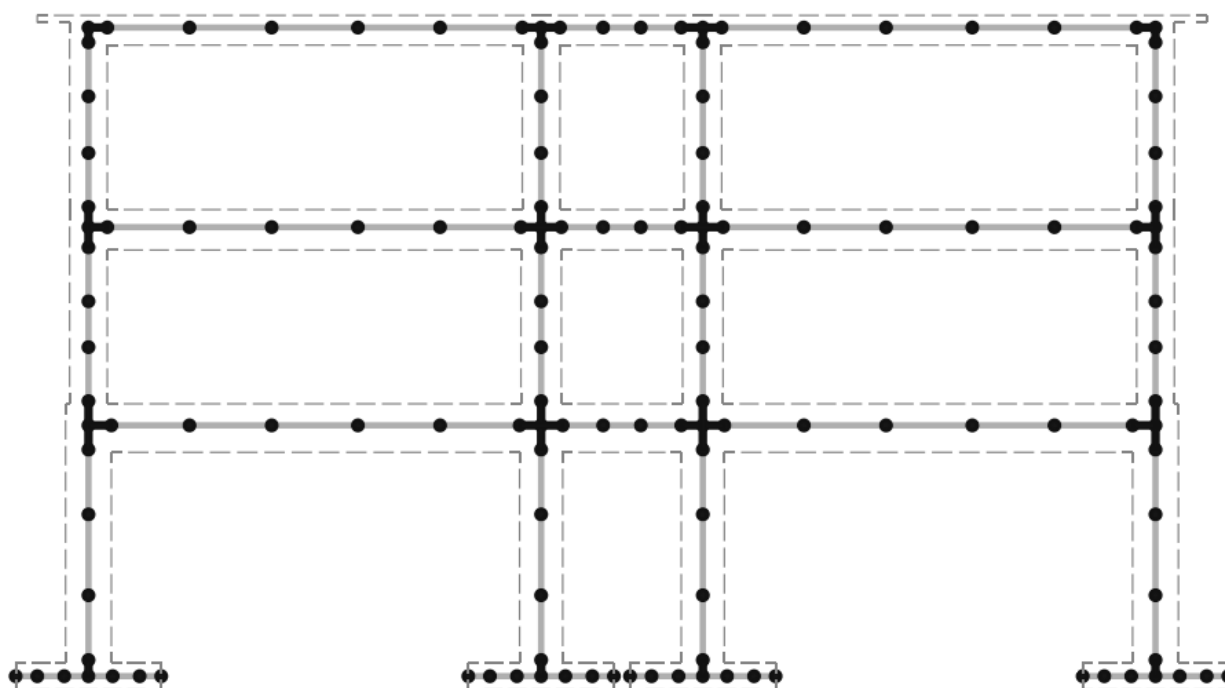


Figure 4.2.9- Idéalisation du modèle numérique réalisé avec OpenSEES.

### 4.2.2 Validation du modèle numérique

Afin de valider la méthode de modélisation du cadre rigide en béton armé, une vérification des hypothèses a été faite à partir des résultats d'un essai expérimental réalisé en 1997 à Polytechnique Montréal (Lachapelle, 1997; P. Lamontagne, 1997). Il s'agit d'un essai sur table vibrante réalisé sur deux cadres rigides en béton armé présentant une conception pour deux niveaux de ductilité différents. Dans le cadre de cette recherche, seuls les résultats pour le cadre moins ductile ont été considérés puisqu'il s'agit du comportement envisagé le plus représentatif de la structure étudiée. Le cadre en question est illustré à la figure 4.2.10 et représente le système de résistance aux forces sismiques d'un bâtiment à deux étages et à deux travées pour un total de trois colonnes. Le cadre est réduit à une échelle de 50% pour pouvoir être placé sur la table vibrante. Les détails structuraux sont donnés dans l'article de Filiatrault et al. (1998) et le mémoire de Lachapelle (1997).

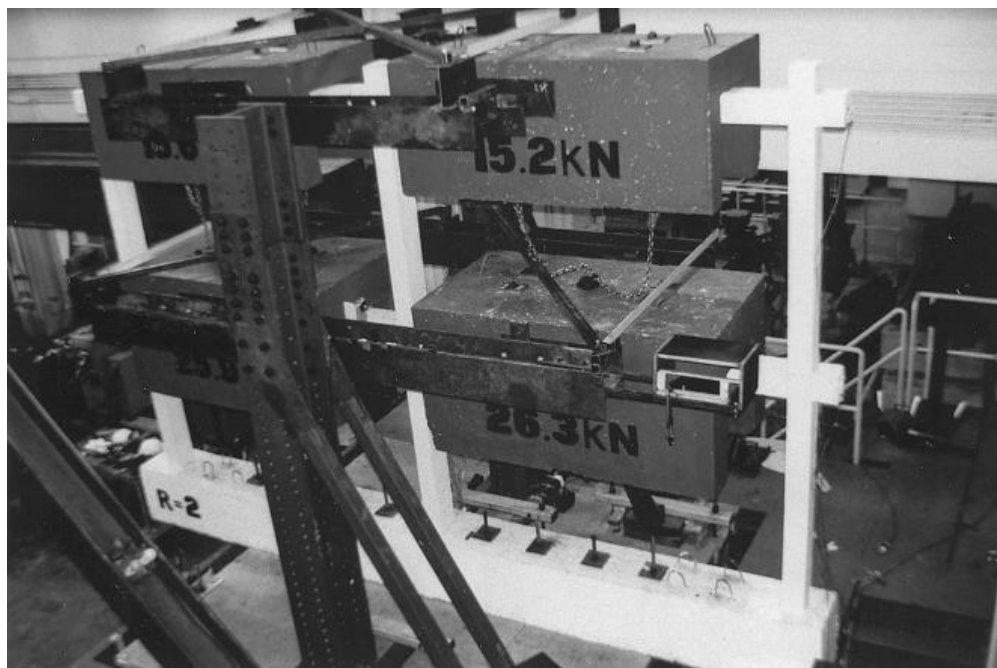


Figure 4.2.10 – Cadre rigide en béton armé de l'essai de Filiatrault (1998).

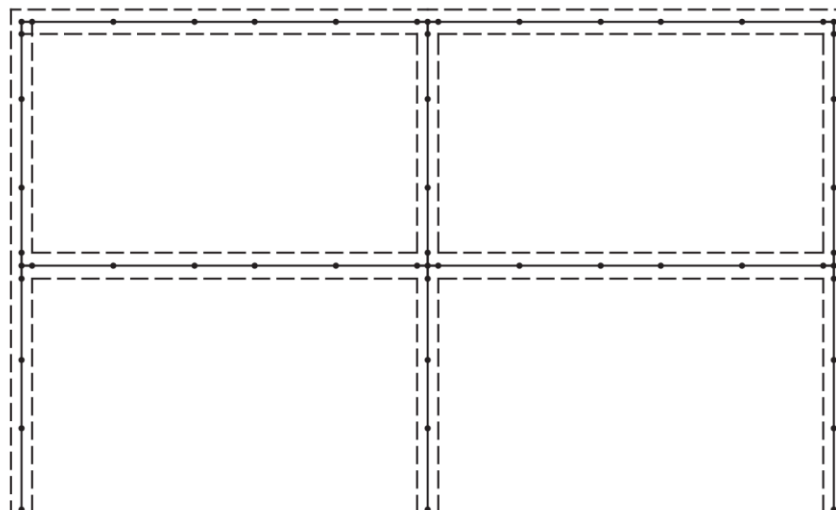


Figure 4.2.11 – Modèle OpenSEES du cadre rigide incluant une subdivision des éléments structuraux et des joints poutre-colonne rigide.

La modélisation des lois de comportement, des sections, des éléments et de l'amortissement sont réalisés avec les mêmes méthodes que celles mentionnées ci-dessus. La disposition d'informations supplémentaires telles que les propriétés des matériaux calculés expérimentalement ont tout de même permis d'améliorer le niveau d'incertitudes des données utilisées plus haut, mais uniquement pour le modèle de vérification. Une valeur d'amortissement est donnée dans Filiatrault et al. (1998) pour le premier mode de vibration et il a été jugé que cette valeur peut être directement intégrée dans la modélisation en raison de son calcul basé sur la vibration libre du cadre (sans déformation plastique). Les effets de second ordre ont été considérés en incluant une formulation corotationnelle pour les colonnes. Les principales variables sont illustrées sur le tableau 4.2.7 et 4.2.8.

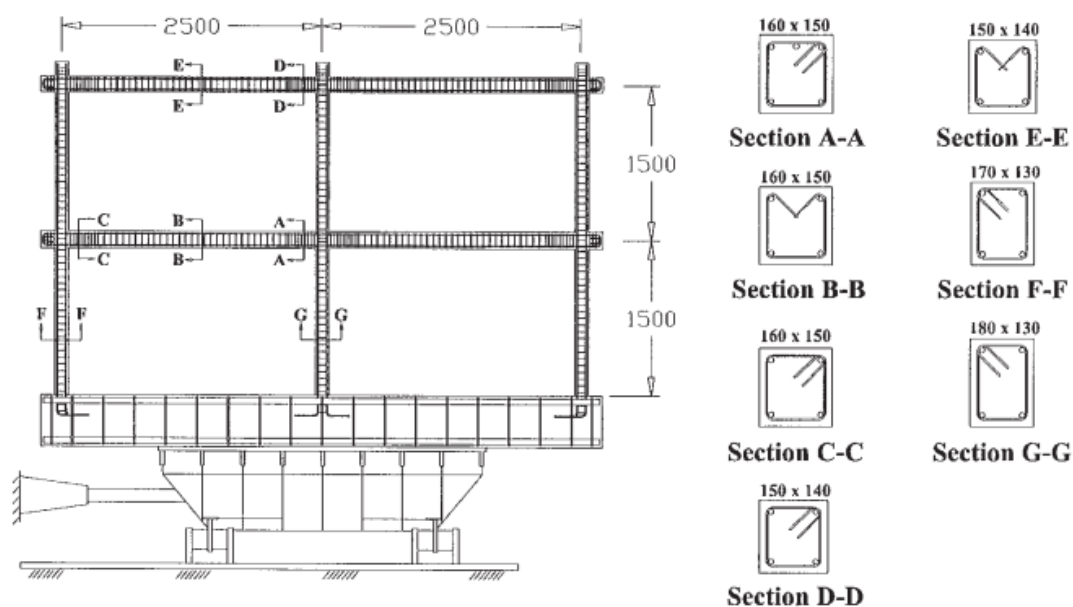


Figure 4.2.12 – Dimensions et propriétés de section du cadre rigide. Adapté de Filiatrault et al. (1998).

Tableau 4.2.7 – Propriétés géométriques et armature des sections structurales du cadre rigide.

Sections	Étrier (mm <sup>2</sup> )	Côté 1 (mm)	Côté 2 (mm)	Distance s (mm)	Côté 1 Confiné	Côté 2 Confiné	Décalage (mm)
AA	7.7	160	150	30	107	97	3.6
BB	7.7	160	150	60	84	74	14.9
CC	7.7	160	150	30	107	97	3.6
DD	7.7	150	140	30	97	87	3.6
EE	7.7	150	140	60	74	64	14.9
FF	7.7	170	130	65	91	51	16.8
GG	7.7	180	130	65	101	51	16.8

Tableau 4.2.8 – Propriétés mécaniques utilisés pour la modélisation du béton.

Sections	rho	f'l	k	f'cc (Mpa)	e'cc	f'cuc (Mpa)	e'cuc	rho_s
AA	0.0032	1.80	1.36	42.1	0.0034	11.5	0.037	0.007
BB	0.0016	0.90	1.19	36.8	0.0029	8.7	0.023	0.003
CC	0.0032	1.80	1.36	42.1	0.0034	11.5	0.037	0.007
DD	0.0034	1.92	1.38	42.8	0.0034	11.8	0.038	0.007
EE	0.0017	0.96	1.20	37.1	0.0030	8.9	0.024	0.004
FF	0.0014	0.78	1.16	36.0	0.0029	8.4	0.023	0.003
GG	0.0013	0.74	1.15	35.8	0.0029	8.3	0.022	0.003

L'excitation sismique utilisée dans l'expérience est la composante N04W du séisme d'Olympia à Washington, le 13 avril 1949. Deux intensités de cet enregistrement ont été utilisées afin de vérifier la propagation de la ductilité dans le cadre. Une intensité 1 dont le pic d'accélération au sol est de 0,21 g et une intensité 2 dont le pic est de 0,41 g. Il est important de noter que durant les essais, les chercheurs ont observé une différence entre le signal d'entrée et la réponse réelle enregistrée sur la table de vibration qu'ils ont expliquée par les performances limitées de la table vibrante. La limitation de la reproduction du signal est également expliquée par l'interaction avec la table vibrante qui possède une masse importante et qui consiste en un système qui oscille également selon son propre mode. Il a été possible d'obtenir les données de recherche de Lachapelle (1997) grâce à l'aimable collaboration du professeur Pierre Léger de l'école Polytechnique de Montréal. Parmi ces données, deux accélérogrammes correspondaient approximativement au signal de réponse enregistré selon Filiatrault et al. (1998). La figure 4.2.13 illustre une comparaison des spectres de réponse pour l'accélérogramme entrée, par rapport à la réponse enregistrée et finalement par rapport à la valeur retrouvée et utilisée dans cette recherche (la courbe rouge). En somme, l'accélérogramme utilisé ici est légèrement moins intense dans certaines fréquences, mais l'impact sur les résultats est mineur.



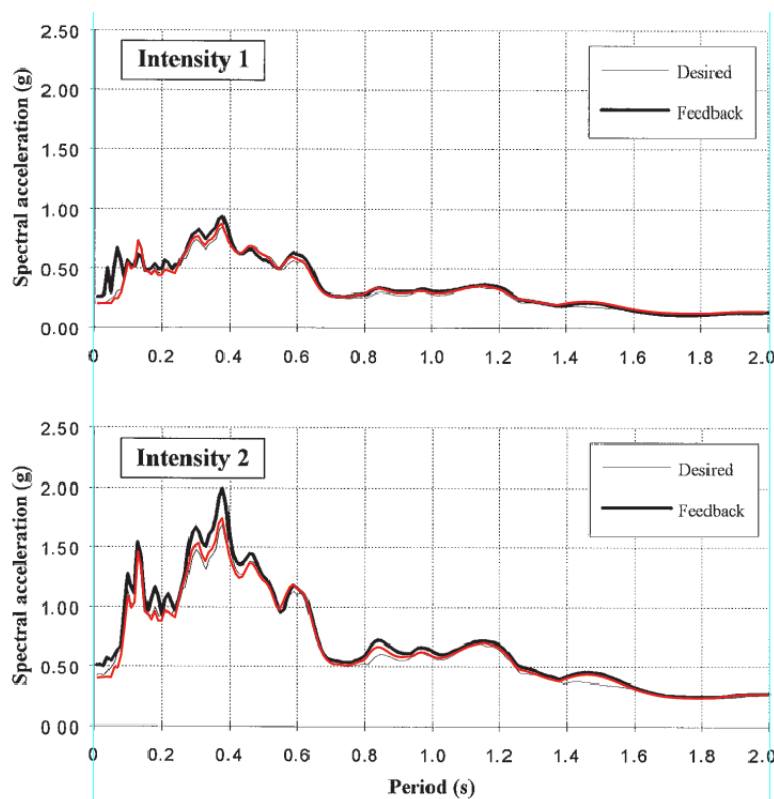


Figure 4.2.13 – Comparaison des spectres de réponse à 5% d'amortissement pour le signal entré (ligne noire mince), le signal enregistré (ligne noire foncée) et le signal retrouvé (ligne rouge).

Une première analyse du modèle a été réalisée selon la même séquence que les données expérimentales. Le modèle est soumis dans un premier temps aux charges de gravité, puis il est soumis à l'excitation sismique d'intensité 1, suivi d'une pause et finalement il est soumis à la même excitation, mais d'intensité 2. Les résultats sont obtenus après chaque séquence séparément pour être comparés avec les données expérimentales.

Pour cette première analyse, des problèmes de convergence sont observés vers la 7<sup>e</sup> seconde de l'accélérogramme d'intensité 2, soit durant les plus grandes amplitudes d'accélération. Puisque le modèle considère la plastification de la structure, la rigidité globale diminue sous les efforts sismiques, modifiant ainsi la période du mode fondamental de vibration. Les périodes enregistrées sont affichées au tableau 5.3.1. Les périodes du modèle numériques étant beaucoup plus grande que celle enregistrées expérimentalement, ceci indique que le modèle numérique subi une perte de rigidité et des déformations plastiques trop grandes par rapport à l'expérimentation. La première raison potentielle évaluée correspond aux sections de fibre et à la dimension de la zone confinée des éléments structuraux. Cette zone est définie comme à la figure 4.2.4, selon les travaux de Chang

& Mander (1994), qui indique une importante réduction de la zone pour des sections rectangulaires. En raison de la faible ductilité du béton non-confiné, une zone confinée trop petite n'est pas en mesure de reprendre les efforts de compression. Pour cette raison, l'hypothèse que la zone confinée est réduite de la même manière pour les sections circulaire et rectangulaire est posée et donne les dimensions légèrement plus grandes, tel qu'indiqué au tableau 4.2.9.

Tableau 4.2.9 – Comparaison des périodes naturelles de vibration

	Modèle numérique 1	Modèle numérique 2	Experimental
Initial	0.35	0.32	0.36
Intensité 1	0.73	0.52	0.55
Intensité 2	1.49	0.65	0.76

Les résultats obtenus de l'analyse numérique du modèle 2 sont comparés aux résultats des travaux de Lachapelle (1997) pour le cisaillement à la base et les déplacements verticaux du deuxième étage aux figure 4.2.14, figure 4.2.15 et figure 4.2.16. La comparaison des résultats indique un bon ordre de grandeur pour les résultats, bien que la forme spécifique que prennent les histogrammes soit très différente. Les déplacements semblent bien indiquer que la rigidité du modèle et la dégradation de ses composantes sont limitées en raison de la différence entre les déplacements maximum, mais également les déplacements maximums moyens et ce surtout pour la première intensité. Au niveau du cisaillement à la base, les résultats semblent très bien concorder. Les principes de modélisation exposés dans cette section sont donc conservés pour la réalisation des analyses sismiques pour le bâtiment fictif.

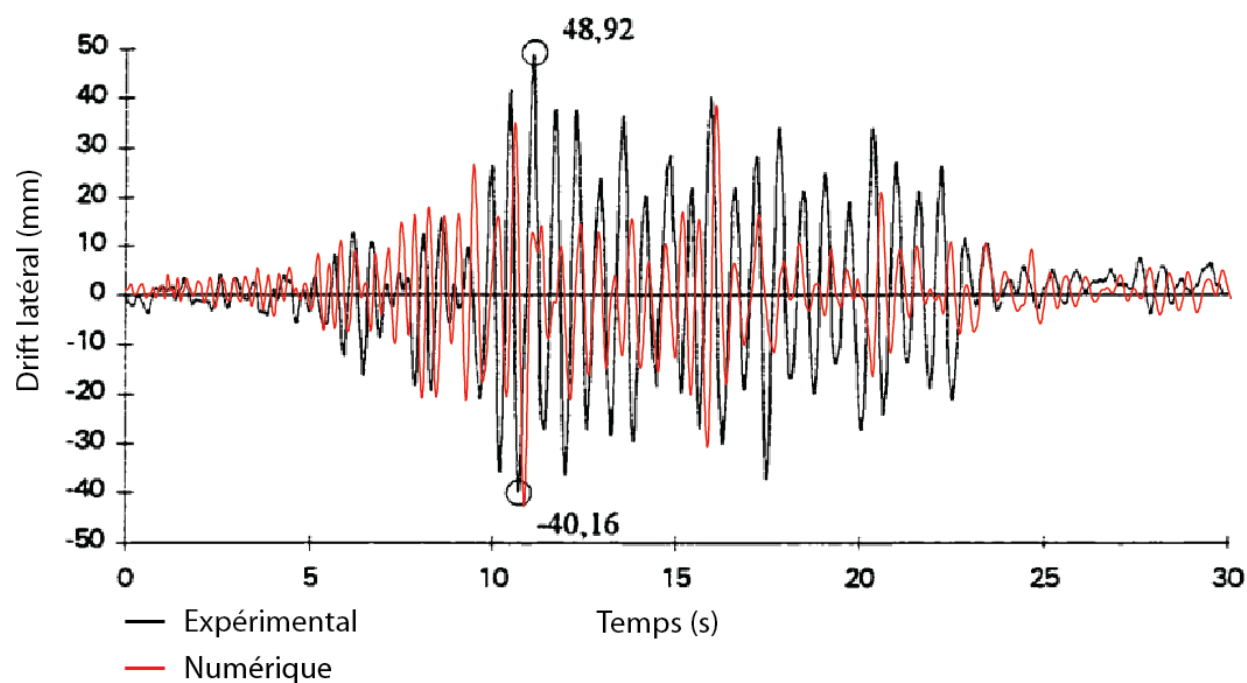


Figure 4.2.14 – Histogramme comparatif du déplacement inter-étage du second étage sous l'accélérogramme d'intensité 1.

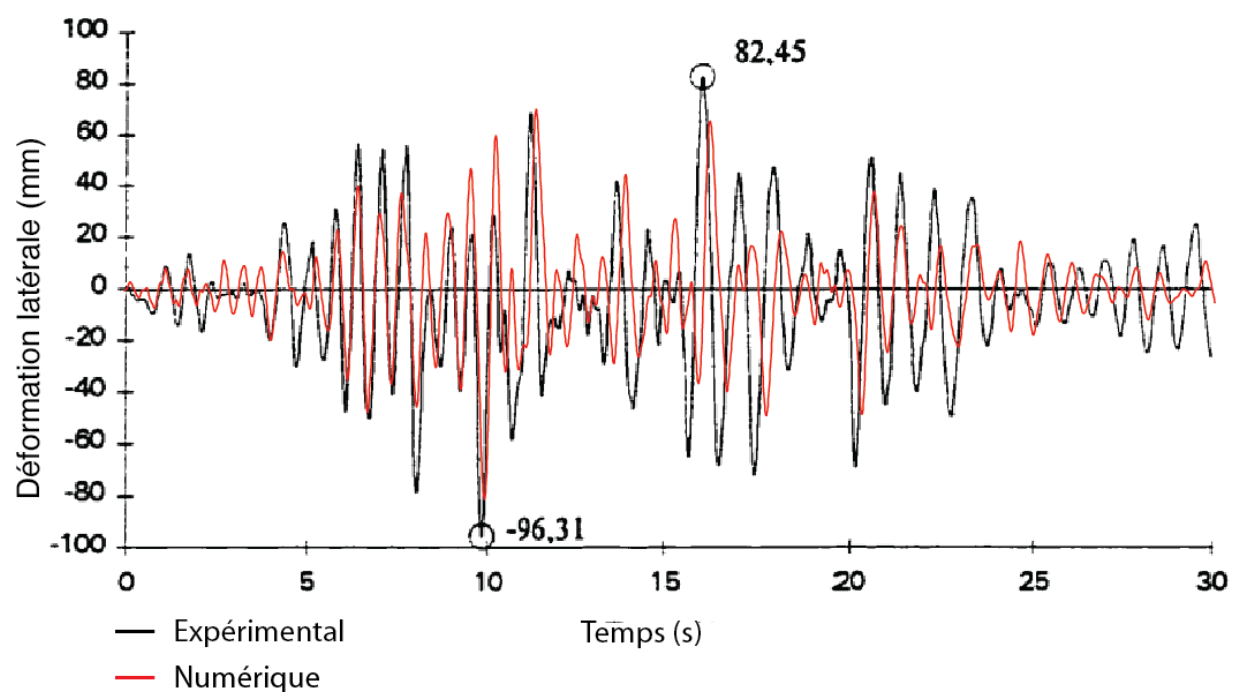


Figure 4.2.15 – Histogramme comparatif du déplacement vertical total du second étage sous l'accélérogramme d'intensité 2.

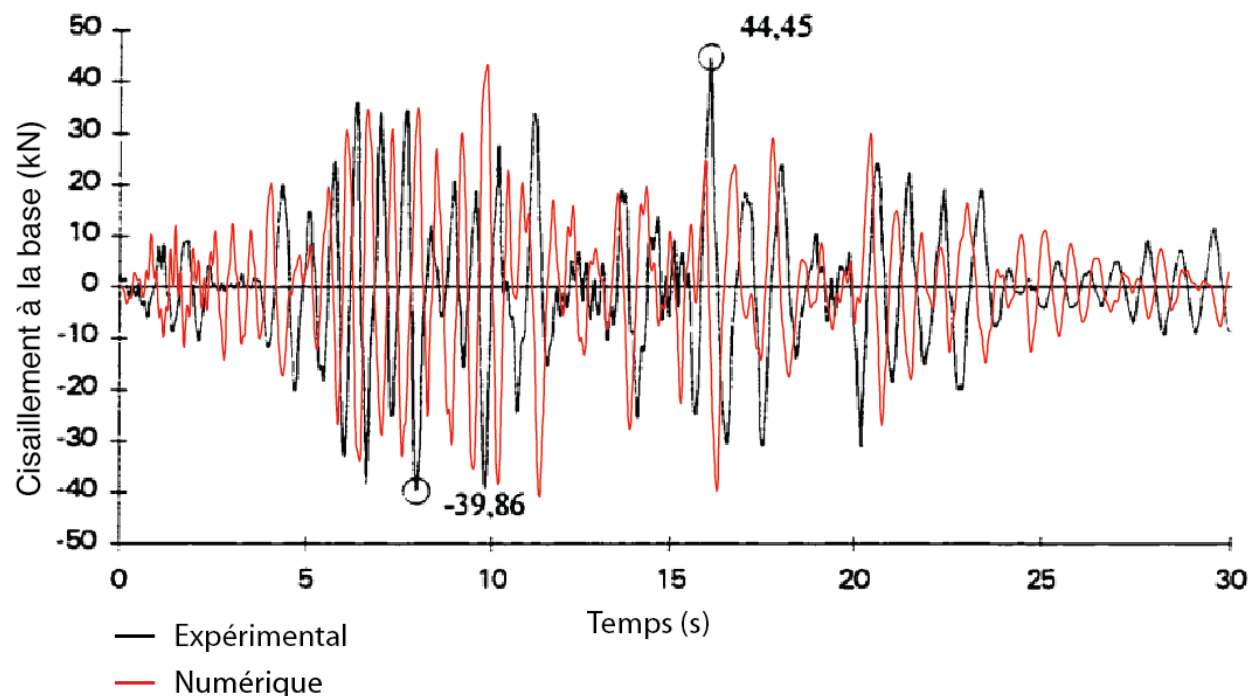


Figure 4.2.16 – Histogramme comparatif du cisaillement à la base sous l'accélérogramme d'intensité 2.

## 4.3 Modélisation de l'interaction sol-structure

### 4.3.1 Propriétés des sols

Deux sols ont été étudiés dans cette recherche. Un sable moyen, représentant le sol flexible et étant catégorisé de type « D », ainsi qu'un shale argileux, représentant le sol rigide et étant catégorisé de type « B ». Afin d'évaluer l'impact de l'ISS, le sol de catégorie de site « B » est défini comme le sol de référence. Pour le sol de catégorie « D », une plage de valeurs possible est construite afin d'obtenir une plage de réponse autant maximale que minimale des possibilités par rapport à la référence. La figure 6.1.1 illustre les différentes possibilités liées à l'introduction de l'ISS dans l'analyse sismique : les conditions aux frontières (fixe ou flexible), la catégorie d'emplacement (B ou D) et les propriétés physiques des catégories choisies ainsi que la plage de variabilité.

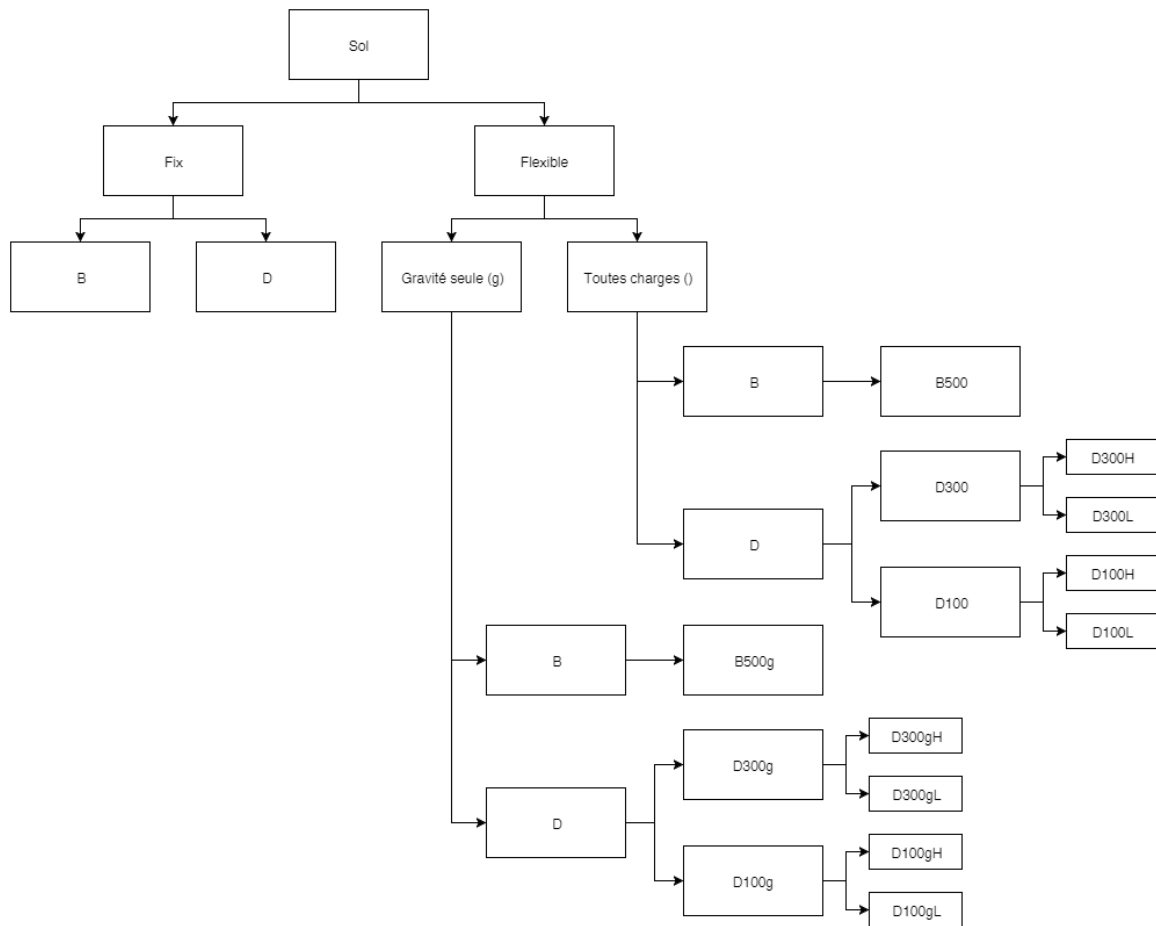


Figure 4.3.1 – Possibilités de combinaison pour les types de sol choisis.

Pour caractériser le modèle numérique du sol, il est nécessaire de spécifier les propriétés physiques suivantes : la résistance ultime en compression ( $Q_{ult}$ ), la résistance ultime latérale ( $P_{ult}$ ,  $T_{ult}$ ), la résistance en traction et la rigidité du sol dans tous les degrés de libertés étudiés ( $K_z$ ,  $K_x$ ,  $K_{yy}$ ), ainsi que l'amortissement.

La résistance ultime en compression peut être calculée à partir des recommandations du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (Canadian Geotechnical Society, 2006). L'équation [2.22] permet de calculer de la capacité portante d'une fondation superficielle et celle-ci est basée sur les travaux de Meyerhof (1963) qui sont encore aujourd'hui une référence de base en géotechnique. Selon cette équation, la résistance ultime peut être exprimée en utilisant trois termes dont le premier dépend de la cohésion du sol, le second dépend du poids des terres et le dernier de la masse volumique du sol. Les types de sols évalués dans la présente étude étant granuleux, la cohésion est nulle et le premier terme de l'équation est négligé. Pour le calcul des différents facteurs, l'effet de

l'excentricité des forces n'est pas pris en compte par le calcul de dimensions réduites pour les semelles de fondation ( $B'$  et  $L'$ ) en raison de modélisation explicite des semelles qui tient déjà compte de cet effet. Tous les autres paramètres sont définis à partir des tableaux 3.4.1 et 2.2.1, ainsi que de la figure 4.3.2.

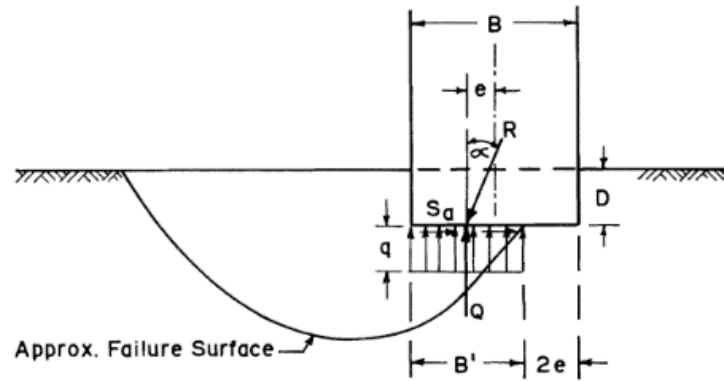


FIGURE 2. Base under Eccentric Inclined Load at Failure

Figure 4.3.2 – Mode de rupture selon Meyerhof.

$$q_u = cN_c S_c + q_s N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad [2.22]$$

$q_u$  = Capacité portante ultime

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Facteurs de capacité portante, sans dimension

$S_c, S_q, S_\gamma$  = Facteurs de modifications, sans dimension, pour tenir compte de la forme, de l'inclinaison et de la profondeur de la semelle.

$q_s$  = Contrainte verticale appliquée au niveau de la fondation

$B$  = Largeur ou dimension minimale en plan de la semelle

$c$  = Cohésion du sol

$\gamma$  = Poids volumique du sol

Les différents facteurs de l'équation sont fonction de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) qui est une propriété du sol variant selon la condition de drainage du sol. Le MCIF indique qu'il est possible de considérer des conditions à court terme (non drainées) ou à long terme (drainées). Dans le cas d'une analyse sismique, ce sont les conditions à court terme qui dominent. Dans ces conditions, la contrainte verticale est calculée à partir de la masse volumique totale du sol, ce qui ne serait pas le cas pour des conditions drainées, où la masse volumique dépend du niveau de la nappe phréatique. Une plage de valeurs est définie pour l'angle de frottement selon des valeurs typiques pour les sols du Québec (LeBoeuf, 2015). La catégorie d'emplacement « B » étant un roc, celui-ci ne possède pas cette propriété, mais pour les besoins d'estimer une valeur de capacité portante ultime, une valeur type pour un sable très dense est donnée. Les facteurs sont calculés à l'aide des relations proposées dans le MCIF. Les données d'entrées sont illustrées au tableau 4.3.1 et au tableau 4.3.2.

Tableau 4.3.1 – Données d'entrée pour la colonne C104

Type de sol	phi	qs (kPa)	gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Nq	Sq	Ny	Sy
B500g	45	44000	22	134.9	2.7	98.5	0.7
D300gL	35	16800	21	33.3	2.1	19.4	0.6
D300gH	35	42000	21	33.3	2.7	19.4	0.6
D100gL	30	15200	19	18.4	1.8	8.6	0.6
D100gH	30	38000	19	18.4	2.2	8.6	0.6
B500	45	44000	22	134.9	2.7	98.5	0.7
D300L	35	16800	21	33.3	2.1	19.4	0.6
D300H	35	42000	21	33.3	2.7	19.4	0.6
D100L	30	15200	19	18.4	1.8	8.6	0.6
D100H	30	38000	19	18.4	2.2	8.6	0.6

Tableau 4.3.2 – Données d’entrée pour la colonne C105.

Type de sol	phi	qs (kPa)	gamma (kN/m3)	Nq	Sq	Ny	Sy
B500g	45	44000	22	134.9	2.7	98.5	0.6
D300gL	35	16800	21	33.3	2.0	19.4	0.7
D300gH	35	42000	21	33.3	2.5	19.4	0.7
D100gL	30	15200	19	18.4	1.8	8.6	0.6
D100gH	30	38000	19	18.4	2.1	8.6	0.6
B500	45	44000	22	134.9	2.7	98.5	0.6
D300L	35	16800	21	33.3	2.0	19.4	0.7
D300H	35	42000	21	33.3	2.5	19.4	0.7
D100L	30	15200	19	18.4	1.8	8.6	0.6
D100H	30	38000	19	18.4	2.1	8.6	0.6

La résistance ultime latérale peut être considérée par deux phénomènes comme proposé par Raychowdhury & Hutchinson (2008) : la résistance au glissement par friction ( $T_{ult}$ ) et la poussée latérale passive des terres ( $P_{ult}$ ).

La résistance au glissement (équation [2.23]) est calculée à partir de l’analogie du bloc glissant sur une pente proposée par Charles-Augustin de Coulomb (Verruijt, 2012). La force de gravité exercée sur la fondation est divisée par l’aire de la semelle pour trouver la contrainte normale. L’angle delta ( $\delta$ ) est une fraction de l’angle de friction interne ( $\phi$ ) qui prend ici une valeur de 2/3. Le terme de cohésion indique que même dans un cas où la contrainte normale est nulle, un effort est nécessaire pour produire un glissement.

La pression exercée par la poussée latérale des terres est calculée à partir de l’équation [2.24]. La profondeur de la fondation ( $D$ ) est multipliée par un coefficient de pression des terres ( $K_p$ ). Ce coefficient est calculé par la méthode de Coulomb avec l’équation [2.25].

$$T_{ult} = \frac{W_g}{BL} \tan(\delta) + c \quad [2.23]$$

$$P_{ult} = 0,5\gamma K_p D^2 \quad [2.24]$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad [2.25]$$



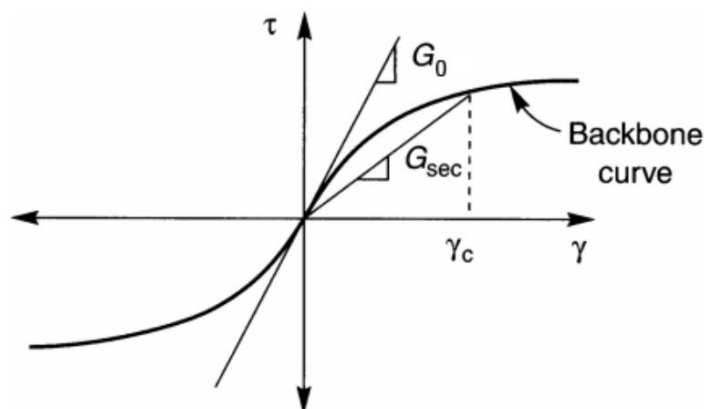


Figure 4.3.3 – Variation du module de cisaillement selon le niveau de déformation dans le sol.

Les rigidités et amortissements des différentes fondations sont calculés à partir des équations de Gazetas & Stokoe (1991) et de Mylonakis et al. (2006), comme proposé à la section 2.2.1.2. Parmi ces équations, seul le module de cisaillement ( $G$ ) du sol n'est pas encore fixé. En raison de la plasticité des sols, la valeur du module de cisaillement varie grandement même sous de petites déformations, comme il est illustré à la figure 6.1.2. Le NEHRP Consultants Joint Venture (2012) propose d'utiliser le module sécant pour la réalisation des analyses en se basant sur deux coefficients de réduction. Un facteur de réduction pour la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (FRV) et un autre facteur de réduction pour le module de cisaillement (FRG). Les valeurs de coefficients sont puisées dans un tableau de la référence (tableau 2-1) qui correspondent avec le niveau d'accélération spectrale à la période de 0,2 secondes et avec la catégorie d'emplacement. La valeur doit être interpolée à partir des valeurs données. Pour une catégorie d'emplacement « B », le FRG vaut 0,99 et le FRV vaut 0,99, ce qui ne correspond pratiquement à aucune réduction en raison des faibles déformations anticipées. Pour une catégorie d'emplacement « D » et en considérant le niveau de sismicité modéré de la ville de Québec (l'accélération spectrale maximale est moyenne), le FRG vaut 0,69 et le FRV vaut 0,82.

$$G_0 = V_s^2 \rho^2 \quad [2.26]$$

Le module de cisaillement initial ( $G_0$ ) peut être estimé à l'aide de l'équation [2.26]. Le module sécant ( $G$ ) est obtenu en appliquant le FRG sur le module initial. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol ( $V_s$ ) est également réduite par le FRV sur la valeur initialement indiquée au tableau 3.4.1. L'ensemble des propriétés obtenues pour les différents types de sol et les différentes fondations est illustré aux Tableau 4.3.3 et Tableau 4.3.4.

$$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0,73 + 1,54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0,75} \right] \quad [2.27]$$

$$K_x = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2,5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0,85} \right] \quad [2.28]$$

$$K_{yy} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0,75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0,15} \right] \quad [2.29]$$

Tableau 4.3.3 – Propriétés des ressorts pour la colonne C104.

Type de sol	Qult (kPa)	Pult (kPa)	Tult (kPa)	Kz (kN/mm)	Kx (kN/mm)	Kyy (MNm/rad)
B500g	16846	256	910	10130	8160	5769
D300gL	1387	25	428	753	614	500
D300gH	3943	155	428	753	614	500
D100gL	657	18	130	284	232	523
D100gH	1675	114	130	284	232	523
B500	15662	256	737	11379	9122	9580
D300L	1303	25	321	871	703	997
D300H	3597	155	321	871	703	997
D100L	612	18	101	325	261	1166
D100H	1526	114	101	325	261	1166

Tableau 4.3.4 – Propriétés des ressorts pour la colonne C105.

Type de sol	Qult (kPa)	Pult (kPa)	Tult (kPa)	Kz (kN/mm)	Kx (kN/mm)	Kyy (MNm/rad)
B500g	17333	256	728	11273	9151	6596
D300gL	1339	25	367	813	659	724
D300gH	3745	155	367	813	659	724
D100gL	668	18	101	322	262	762
D100gH	1645	114	101	322	262	762
B500	15989	256	589	12583	10140	10952
D300L	1276	25	285	928	746	1322
D300H	3481	155	285	928	746	1322
D100L	623	18	80	367	294	1699
D100H	1496	114	80	367	294	1699

### 4.3.2 Modélisation

La modélisation de l'ISS a été réalisée pour les analyses linéaires et non linéaire transitoires, à l'aide de la méthode « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF). La modélisation de la structure dans OpenSEES a été réalisée selon le schéma illustré à la figure 6.2.1. Les nœuds de frontières au bas des colonnes qui présentaient une condition d'encastrement pour les analyses considérant un sol rigide sont maintenant attachés à une poutre élastique reposant sur une distribution de ressorts de longueur nulle. Le logiciel OpenSEES fournit trois lois de comportement prédéfinis pour représenter le comportement des ressorts selon tous les degrés de liberté : « QzSimple2 » pour les déplacements verticaux, « PySimple2 » et « TzSimple2 » pour les déplacements horizontaux. Ces lois de comportement sont basées sur les travaux de Raychowdhury & Hutchinson (2008) qui ont été sommairement présentés dans la revue de littérature.

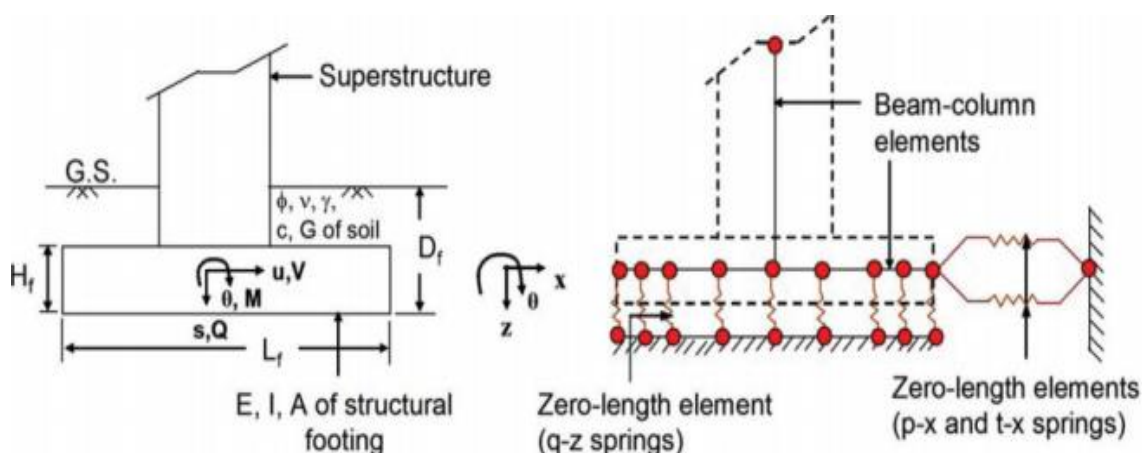


Figure 4.3.4 – Modélisation complète d'un système BNWF à l'aide d'éléments poutres et d'éléments ressorts de longueur nulle.

Dans cette modélisation, les déformations des degrés de libertés verticales et horizontales sont directement proportionnelles aux déformations des ressorts disposés dans cette même direction. Par ailleurs, les ressorts ne tiennent pas compte que les déformations dans leur propre axe et ne fournissent aucune rigidité hors de leur axe. Les déformations de rotation sont permises par la distribution de ressorts sur la longueur de la semelle de fondation.

#### 4.3.2.1 Loi de comportement

Les trois lois de comportement pour représenter le sol sont construits d'un agencement de ressorts basé sur les travaux de Boulanger et al. (1999) qui sont illustrés à la figure 2.2.7. Cette figure illustre un super-élément contenant trois régions caractéristiques : une région élastique, une région plastique et une région de décollement. Pour chacune des trois lois de comportement, ces régions prennent des formulations différentes, ce qui permet de calibrer la courbe de contrainte-déformation sur le comportement attendu du matériau. Chaque ressort de la fondation est donc jumelé à différentes lois de comportement qui permettent de modéliser les différents effets du sol. La région élastique est constituée d'un ressort élastique et d'un amortisseur et est donc contrôlée par la rigidité initiale du sol. La région plastique est constituée d'un seul ressort nonlinéaire qui présente une formulation similaire pour les trois lois de comportement. La région de décollement est constituée de deux ressorts ayant des formulations différentes selon la loi de comportement : un ressort de fermeture ( $q^c$ ) et un ressort de résistance ( $q^d$ ).

Pour la loi « QzSimple2 », le ressort élastique est proportionnel à la rigidité initiale du sol. Le ressort nonlinéaire de la région plastique est défini par l'équation [2.31] et la contrainte à laquelle la transition entre le comportement plastique et élastique se fait est définie par l'équation [2.30]. Pour la zone de décollement, le ressort de fermeture est un ressort linéaire prédéfini par un comportement bilinéaire très rigide en compression et très flexible en traction. Le ressort de résistance est un ressort nonlinéaire défini par l'équation [2.32].

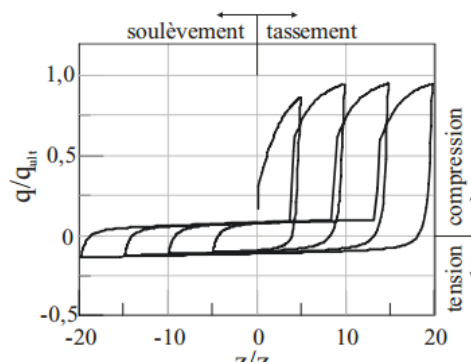


Figure 4.3.5 – QzSimple2 loi de comportement.

Pour la loi « PySimple2 », le ressort élastique est également proportionnel à la rigidité initiale du sol. Le ressort de la région plastique est défini de la même manière que pour « QzSimple2 », mais avec les paramètres spécifiques à cette loi. Pour la zone de décollement, le ressort de fermeture est un ressort nonlinéaire défini par l'équation [2.33]. Le ressort de résistance est également nonlinéaire et il est défini par la même équation que pour « QzSimple2 », mais avec les paramètres spécifiques à cette loi.

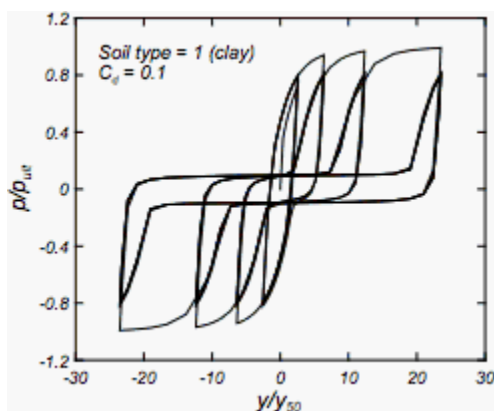


Figure 4.3.6 – PySimple2 loi de comportement

La loi « TzSimple2 » est différente puisqu'elle permet de représenter la friction de glissement au bas de la semelle de fondation. Le ressort élastique est défini par l'équation [2.34]. Le ressort de la région plastique est défini de la même manière que pour « QzSimple2 ». Les ressorts de fermeture et de résistance prennent une valeur nulle puisqu'il n'y a pas d'effet de décollement pour la friction de glissement. La figure ci-dessous illustre bien la différence avec les deux autres lois de comportement où un pincement est visible au centre de l'hystérésis.

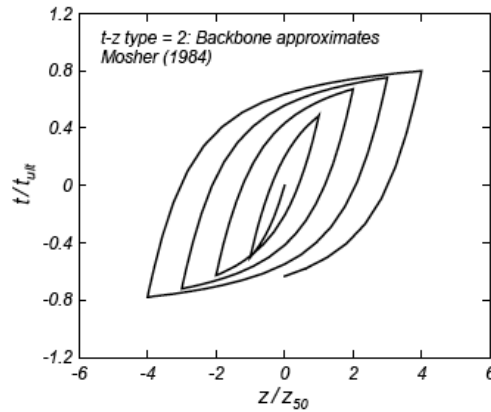


Figure 4.3.7 – TzSimple2 loi de comportement

$$q_0 = C_r q_{ult} \quad [2.30]$$

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left[ \frac{cz_{50}}{cz_{50} + [z^p - z_0^p]} \right]^n \quad [2.31]$$

$$q^d = C_d q_{ult} - (C_d q_{ult} - q_0^d) \left[ \frac{z_{50}}{z_{50} + 2[z^g - z_0^g]} \right] \quad [2.32]$$

$$q^c = 1.8 q_{ult} \left[ \frac{z_{50}}{z_{50} + 50(z_0^+ - z^g)} - \frac{z_{50}}{z_{50} + 50(z_0^- - z^g)} \right] \quad [2.33]$$

$$t = C_e \frac{t_{ult}}{z_{50}} z^e \quad [2.34]$$

$q$  = Charge instantanée

$z$  = Déplacement instantané

$q_0$	= Charge correspondant à la limite élastique
$z_0$	= Déplacement correspondant à la limite élastique
$c$	= Paramètre de forme de la loi de comportement
$n$	= Paramètre de forme de la loi de comportement
$C_r$	= Paramètre de limite élastique
$q_{ult}$	= Charge ultime
$z_{50}$	= Déplacement correspondant à 50% de la charge ultime
$q^d$	= Charge instantanée correspondant au ressort de fermeture
$q^c$	= Charge instantanée correspondant au ressort de résistance

Parmi tous les paramètres à définir pour pouvoir résoudre les équations, trois sont des paramètres de forme prédéfinis dans OpenSEES : « c », « n » et « Cr ». Leur valeurs ont été déterminées à partir de calibration sur des essais de laboratoire selon les travaux de Raychowdhury & Hutchinson (2008) pour deux types de sol : les argiles et les sables. Les valeurs que prennent les paramètres pour chaque type de sol est illustré au tableau 4.3.5 ci-dessous, pour les lois de comportement « QzSimple2 », « PySimple2 » et « TzSimple2 ». En fait, les lois de comportement « [...]Simple2 » de Raychowdhury & Hutchinson (2008) sont basées exactement sur les même lois de comportement « [...]Simple1 » avec pour seule modification, ces paramètres. Les lois « [...]Simple1 » sont calibrées pour représenter le comportement d'une pile de fondation, alors que les lois « [...]Simple2 » sont calibrées pour les fondations superficielles.

Tableau 4.3.5 – Paramètres de forme des lois de comportement

Type de sol	Paramètres	QzSimple2	PySimple2	TzSimple2
<b>Clay Type 1</b>	c	0.5	10	0.5
	n	1.2	5	1.5
	Cr   Ce	0.22	0.35	0.708
<b>Sand Type 2</b>	c	9.29	1.1	0.26
	n	5.5	2	0.85
	Cr   Ce	0.36	0.33	2.05

Finalement, le paramètre «  $z_{50}$  » est obtenu à partir de l'équation [2.35], pour laquelle la rigidité initiale ( $k_{in}$ ), la contrainte ultime et un facteur de calibration ( $k_{fact}$ ) sont des variables connues. Le facteur de calibration, comme les paramètres de forme précédents, est une variable dont la valeur a été fixée par des études statistiques sur des essais de laboratoire. Ce facteur prend la valeur de 1,21 pour toutes les lois de comportement « [...]Simple2 ».

$$k_{in} = k_{fact} \frac{Q_{ult}}{z_{50}} \quad [2.35]$$

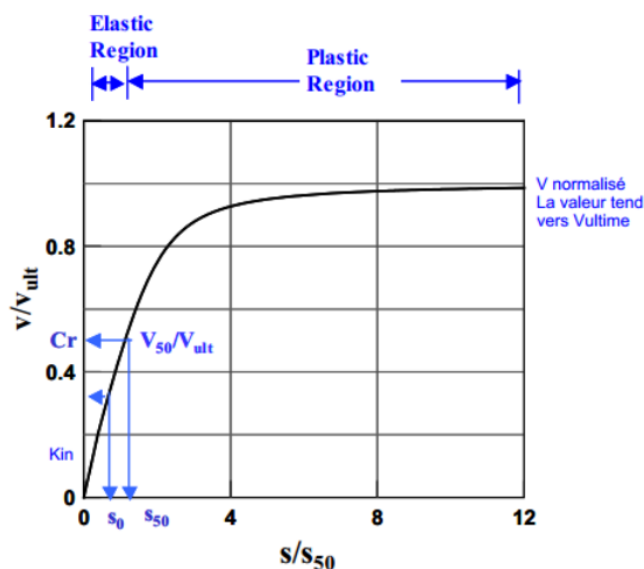


Figure 4.3.8 – Digramme force-déplacement pour le sol.



### Zone de rigidité augmentée

Deux autres paramètres doivent encore être définis pour permettre de représenter la bonne rigidité rotationnelle avec une modélisation de distribution de ressorts : le ratio de rigidité des ressorts des zones extérieures ( $R_k$ ) et le ratio de dimension des zones extérieures ( $R_e$ ). La modélisation d'une semelle de fondation dispose de trois zones sur sa longueur, tel qu'illustré à la figure 4.3.9. Il y a deux zones extérieures pour lesquelles la rigidité nominale des ressorts est augmentée et une zone centrale. L'augmentation de la dimension des zones extérieures et l'augmentation de la rigidité des ressorts a pour effet d'augmenter la rigidité en rotation de la semelle de fondation.

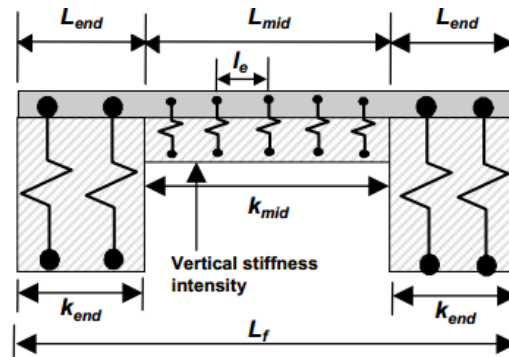


Figure 4.3.9 – Différentes zones de rigidité pour une semelle de fondation.

Les deux paramètres à définir servent donc à décrire les zones extérieures selon de simples ratios présentés par les équations [2.36] et [2.37].

$$R_e = \frac{L_{end}}{L} \quad [2.36]$$

$$R_k = \frac{k_{end}}{k_{mid}} \quad [2.37]$$

La littérature propose différentes valeurs typiques de ratio de longueur et de ratio de rigidité. Le ATC-40 (1996) propose que le ratio de longueur soit le sixième de la longueur totale de la semelle pour tous les types de semelles, peu importe leur dimension. Il suggère également deux équations pour obtenir la rigidité des ressorts de la zone centrale et de la zone extérieure qui impose un ratio de rigidité de 9,3 peu importe la forme de la semelle. À l'opposé, Harden & Hutchinson (2009) observent que le ratio de longueur est fonction de la forme de la semelle et que pour une semelle carrée, la recommandation de l'ATC-40 est bonne. Pour une semelle rectangulaire par contre, ce ratio tend à augmenter. À partir de ces résultats, le NEHRP Consultants Joint Venture (2012)

recommande l'utilisation d'un ratio de longueur oscillant entre 0,15 et 0,25. La référence propose ensuite de fixer un ratio et d'effectuer un calcul pour trouver le ratio de rigidité nécessaire pour obtenir une rigidité rotationnelle équivalente à celle calculée au chapitre précédent à partir des équations [2.38] et [2.39].

$$R_{k,yy} = \frac{\left( \frac{3k_{yy}}{2k_z^i BL^3} \right) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad [2.38]$$

$$k_z^i = \frac{k_z}{4BL} \quad [2.39]$$

La modélisation est réalisée à l'aide d'un outil développé par Raychowdhury (Raychowdhury & Hutchinson, 2008). Cet outil prend la rigidité totale de la semelle et la divise entre chaque aire tributaire de chaque ressort par rapport à la profondeur B. Les valeurs des paramètres utilisées pour chaque cas dans chaque sol sont présentées aux tableaux 4.3.6 et 4.3.7.

### *Espacement*

L'espacement maximal des ressorts (ou inversement le nombre de ressorts par semelle de fondation) est un paramètre qui a un impact sur la précision des résultats et la stabilité de la modélisation. Ce paramètre est habituellement défini par le ratio ( $S_e$ ) de la distance maximale entre chaque ressort ( $I_e$ ) et la longueur de la semelle par l'équation [2.40] (voir figure 4.3.9). Gajan et al. (2010) recommande l'utilisation d'un minimum de 25 ressorts sur toute la longueur, soit 4% de la longueur de la semelle. Raychowdhury & Hutchinson (2008) observent qu'un nombre inférieur de ressort tout en utilisant la méthode BNWF apporte une divergence dans la réponse de déformation finale du sol, alors qu'un nombre supérieur à 25 fait converger le résultat.

$$S_e = \frac{I_e}{L} \quad [2.40]$$

### *Amortissement*

Dans la modélisation BNWF illustrée à la figure 2.2.11, l'amortissement est réalisé de deux manière : par un amortissement hystérétique dû à la déformation plastique des ressorts et par un amortissement visqueux dû à la dispersion des ondes sismiques dans le sol. Le second amortissement est appelé l'amortissement radial ou rayonnant et consiste en un amortisseur disposé

en parallèle du ressort élastique. Cet agencement permet de limiter l'amortissement radial à la zone élastique de la modélisation vue dans le chapitre des lois de comportement et d'ainsi éviter d'obtenir une force d'amortissement trop grande. L'amortissement hystérétique et l'amortissement radial sont ainsi séparés et indépendants.

Le calcul de l'amortissement est basé sur les équations présentées dans le NEHRP Consultants Joint Venture (2012). Pour une semelle en surface, l'amortissement est obtenu à partir de l'équation [2.42] pour le degré de liberté vertical et à partir de l'équation [2.43] pour le degré de liberté horizontal. L'amortissement en rotation peut également être calculé à partir d'autres équations de la référence, mais dans la présente modélisation, aucun amortisseur spécifique n'est disponible pour ce degré de liberté avec la méthode BNWF puisque les ressorts incluent la rigidité et l'amortissement et que ces deux valeurs doivent donc être jumelées. Il est possible de réaliser un agencement d'amortisseurs avec des zones ayant des coefficients différents, mais comme le remarque Le Bec (2010), cette option n'a pas de sens physique puisqu'elle assigne un amortissement de valeur différente selon la dimension de la semelle de fondation pour un même sol homogène. De plus, les travaux de Raychowdhury & Hutchinson (2008) indiquent qu'il est acceptable d'utiliser une valeur d'amortissement constante pour tous les ressorts du degré de liberté vertical.

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad [2.41]$$

$$\beta_z = \left[ \frac{4\psi \left( \frac{L}{B} \right)}{\left( \frac{K_z}{GB} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad [2.42]$$

$$\beta_x = \left[ \frac{4 \left( \frac{L}{B} \right)}{\left( \frac{K_x}{GB} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad [2.43]$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \leq 2,5 \quad [2.44]$$

$$\alpha_z = 1,0 - \frac{\left(0,4 + \frac{0,2}{L/B}\right)a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2} \quad [2.45]$$

$$\alpha_x = 1,0 \quad [2.46]$$

Les équations pour obtenir l'amortissement nécessitent le calcul du facteur  $a_0$  à partir l'équation [2.41]. Ce facteur met en relation la largeur de la semelle et un paramètre de fréquence ( $w$ ) par rapport à la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans le sol. Le paramètre de fréquence est habituellement défini comme étant la période fondamentale de la structure étudiée (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012).

Les résultats obtenus des équations précédentes sont affichés aux tableaux 4.3.6 et 4.3.7. Les valeurs d'amortissement ( $\beta$ ) sont très faibles pour les sols rigides de catégorie « B » et deviennent progressivement plus importantes lorsque que la plage de sol de catégorie « D » devient plus flexible. Néanmoins, les valeurs d'amortissement restent relativement faibles avec une valeur maximale de 6%.

Tableau 4.3.6 – Propriétés des amortisseurs C104.

Type de sol	$a_0$	alpha z	alpha x	beta z	beta x
B500g	0.0049	1.000	1.000	0.003	0.002
D300gL	0.0248	1.000	1.000	0.014	0.009
D300gH	0.0248	1.000	1.000	0.014	0.009
D100gL	0.0828	1.000	1.000	0.046	0.031
D100gH	0.0828	1.000	1.000	0.046	0.031
B500	0.0049	1.000	1.000	0.004	0.002
D300L	0.0248	1.000	1.000	0.016	0.011
D300H	0.0248	1.000	1.000	0.016	0.011
D100L	0.0745	0.999	1.000	0.052	0.035
D100H	0.0745	0.999	1.000	0.052	0.035

Tableau 4.3.7 – Propriétés des amortisseurs C105

Type de sol	a0	alpha z	alpha x	beta z	beta x
B500g	0.0062	1.000	1.000	0.004	0.002
D300gL	0.0248	1.000	1.000	0.015	0.010
D300gH	0.0248	1.000	1.000	0.015	0.010
D100gL	0.0939	0.999	1.000	0.052	0.035
D100gH	0.0939	0.999	1.000	0.052	0.035
B500	0.0062	1.000	1.000	0.004	0.003
D300L	0.0248	1.000	1.000	0.017	0.011
D300H	0.0248	1.000	1.000	0.017	0.011
D100L	0.0828	0.999	1.000	0.058	0.039
D100H	0.0828	0.999	1.000	0.058	0.039

### *Capacité de succion du sol*

Les ressorts de la modélisation BNWF permettent de tenir compte de la capacité de succion du sol à travers une résistance en traction pour la loi de comportement « QzSimple2 ». La plage d'application de cette capacité est restreinte entre 0% à 10% de la résistance ultime en compression du ressort. Ce paramètre possède un rôle important dans la capacité d'une semelle à décoller du sol ce qui peut modifier le comportement global de la structure. Raychowdhury & Hutchinson (2008) estime qu'une variation de ce paramètre peut réduire de 20% les déformations dans le sol. Le Bec (2010) observe qu'une variation de ce paramètre fait augmenter l'effet de basculement tout en faisant varier le moment de renversement par 45%. Dans cette recherche, la capacité de succion du sol a été négligée, les sols étant de types granuleux, soit un sable et un roc. Le paramètre de succion du sol est donc pris à 0%.

## CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET ÉVALUATION SISMIQUE

Ce chapitre décrit les principaux résultats obtenus de l'évaluation sismique pour la structure existante de béton armé décrite au chapitre 3. Dans un premier temps, les paramètres étudiés sont énumérés et leur obtention est détaillée. L'évaluation proprement dite est ensuite présentée en distinguant le modèle élastique linéaire du modèle nonlinéaire. Les résultats des différentes analyses linéaires sont comparés. Les résultats sont présentés dans l'ordre suivant : le comportement global de la structure est évalué avec la prise en compte de l'interaction sol-structure, puis le comportement de chaque membrure est évalué selon le CNBC 2010 et la norme américaine pour l'évaluation sismique ASCE 41-13 et finalement l'impact de l'ISS sur les forces et déplacements de la fondation est étudié. L'utilisation simultanée du CNBC 2010 et du ASCE 41-13 permet d'obtenir une information de référence sur le niveau de risque considéré par le code canadien à partir des tableaux de risque et des critères de performances définis par l'ASCE 41-13 et présentés au chapitre 2.

### 5.1 Introduction

L'évaluation sismique est faite en considérant les résultats de trois types d'analyses, soit la méthode statique équivalente (MSE) proposée par le CNBC 2010, la méthode dynamique du spectre de réponse (SPEC) et finalement l'analyse dynamique temporelle (TH). Les analyses temporelles ont été effectuées pour l'ensemble de 11 accélérogrammes pour chaque catégorie d'emplacement (B et D, sélectionnées et étalonnées tel que décrit au Chapitre 4, en utilisant les modèles numériques de bâtiment réalisés pour une structure linéaire élastique et une structure nonlinéaire décrits précédemment en incluant ou excluant l'ISS. Il est à noter que dans le texte, tableaux et figures, les types d'analyses seront abrégés tel qu'affiché dans le tableau 5.1.1. L'abréviation « TH » est omise lorsque le contexte indique clairement qu'il ne s'agit que d'un ensemble de résultats pour des analyses de type dynamique temporelles.

Tableau 5.1.1 – Tableau des types d'analyses

MSE pour la catégorie d'emplacement « B » avec une condition d'encastrement à l'interface sol-structure.	MSE FixB
MSE pour la catégorie d'emplacement « D » avec une condition d'encastrement à l'interface sol-structure.	MSE FixD

Tableau 5.1.2 – Tableau des types d’analyses (suite)

SPEC pour la catégorie d’emplacement « B » avec une condition d’encastrement à l’interface sol-structure.	SPEC FixB
SPEC pour la catégorie d’emplacement « D » avec une condition d’encastrement à l’interface sol-structure.	SPEC FixD
TH pour la catégorie d’emplacement « B » avec une condition d’encastrement à l’interface sol-structure.	TH FixB
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec une condition d’encastrement à l’interface sol-structure.	TH FixD
TH pour la catégorie d’emplacement « B » avec ISS. Capacité portante de 500 kPa.	TH B500
TH pour la catégorie d’emplacement « B » avec ISS. Capacité portante de 500 kPa. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH B500g
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante haute de 300 kPa.	TH D300H
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante basse de 300 kPa.	TH D300L
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante haute de 300 kPa. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH D300gH
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante basse de 300 kPa. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH D300gL
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante haute de 100 kPa.	TH D100H
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante basse de 100 kPa.	TH D100L

Tableau 5.1.3 – Tableau des types d’analyses (suite)

TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante haute de 100 kPa. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH D100gH
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Capacité portante basse de 100 kPa. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH D100gL
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Plage incluant toutes les capacités portantes.	TH Dall
TH pour la catégorie d’emplacement « D » avec ISS. Plage incluant toutes les capacités portantes. Semelle de dimensions gravitaire seulement.	TH Dallg

Chacune des cases du tableau 5.1.1 précédent représente un type d’analyse incluant différentes hypothèses quant à la modélisation de l’interface sol-structure et donnant pour réponse une valeur de demande. La réalisation de l’évaluation structurale consiste à comparer cette demande à une valeur de résistance ou une valeur acceptable. Dans cette recherche, ces valeurs ont été tirées des ouvrages de référence déjà nommées précédemment soit le CNBC 2010 et le ASCE 41-13. Dans le cas de la structure linéaire en béton armé, le CNBC 2010 réfère directement à la norme de conception d’ouvrage en béton armé (A23.3) pour le calcul de la résistance acceptable des éléments de béton. Cette réponse est sous forme de force et correspond à un critère d’acceptation valable pour les analyses linéaires. De la même manière, l’ASCE 41-13 propose des critères d’acceptation basés sur la force pour les analyses linéaires. Dans le cas de la structure nonlinéaire, l’introduction de la ductilité des matériaux vient restreindre l’utilité d’un critère d’acceptation basé sur la force. Le CNBC 2010 ne propose actuellement pas de critère d’acceptation permettant de statuer sur la résistance d’une membrure lorsqu’elle devient plastique, ce qui ne permet pas d’évaluer la structure pour des analyses nonlinéaire. L’ASCE 41-13 étant spécifiquement conçu pour la réalisation d’évaluation sismique, il fournit des critères d’acceptations pour les analyses nonlinéaires sous la forme de rotation plastique permise.



## 5.2 Présentation des résultats

Chaque analyse exposée au sous-chapitre précédent génère une grande quantité de données qui doivent être traitées afin d'obtenir des résultats qui seront comparés avec les critères d'acceptation. Les analyses TH sont réalisées pour onze accélérogrammes différents dont la durée varie entre 30 et 40 secondes. Les réponses des différents éléments structuraux sont enregistrées pour tous les modèles et prennent la forme d'un signal comme celui de la figure 5.2.1. Cette section porte donc sur un bref résumé de la procédure d'extraction et de traitement des résultats.

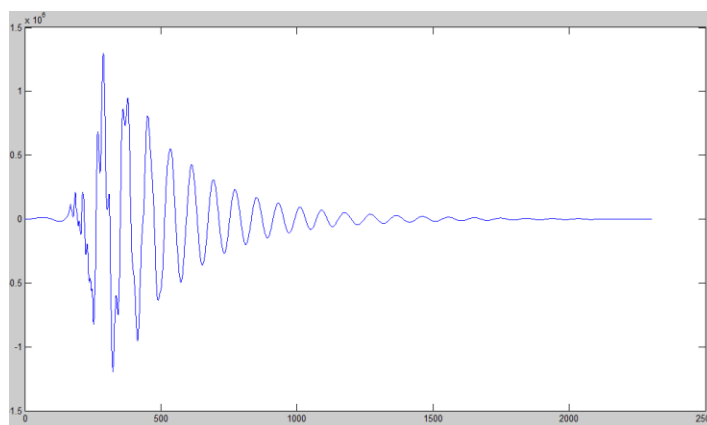


Figure 5.2.1 – Enregistrement du moment de flexion pour une poutre sur la durée de l'analyse.

### 5.2.1 Résultats

Les paramètres de réponse examinés sont regroupés en trois catégories : les paramètres globaux, les paramètres de membrures et les paramètres de l'interface sol-structure.

#### Paramètres de la réponse globale :

- Le cisaillement à la base de la structure du bâtiment.
- Les déplacements horizontaux relatifs pour les nœuds de chaque étage du bâtiment.
- Les déplacements interétage exprimés en pourcentage de la hauteur de l'étage.

#### Paramètres de la réponse des membrures:

- Les forces nodales axiales, de moment et de cisaillement à l'extrémité de chaque colonne et regroupées selon les types « CX0X » définis au chapitre 3.

- Les forces nodales axiales, de moment et de cisaillement à l'extrémité de chaque poutre et regroupées selon les types « PX0X » définis au chapitre 3.
- Les déformations des fibres en compression et en traction pour la structure nonlinéaire afin d'en déduire les rotations plastiques.
- Les déplacements horizontaux, verticaux et en rotation des nœuds et des points d'intégration pour chaque colonne et regroupée selon les types « CX0X ».
- Les déplacements horizontaux, verticaux et en rotation des nœuds et des points d'intégration pour chaque poutre et regroupée selon les types « PX0X ».

#### Paramètres de réponse de l'interface sol-structure:

- Les déplacements dans tous les ressorts de l'interface sol-structure (horizontaux et verticaux).
- Les forces axiales dans tous les ressorts de l'interface sol-structure (horizontaux et verticaux).

Tel qu'illustré à la figure 5.2.1 les résultats obtenus des analyses avec OpenSEES sont fournis sur toute la longueur de l'analyse. En effet, OpenSEES calcule la position de la structure par pas de temps de 0.002 secondes, ce qui produit une quantité beaucoup trop importante de données à gérer sur les 30 à 40 secondes totales de l'analyse. Pour cette raison, les résultats ne sont enregistrés qu'à un intervalle de 0.01 seconde et une partie de la réponse est tronquée. Ces séries de données sont les données brutes.

### **5.2.2 Traitement des résultats**

Pour obtenir les données nettes de force, la valeur maximale du signal est enregistrée pour chaque accélérogramme. Ceci résulte en une série de onze données pour chacun des paramètres de réponse précédemment définis, pour la structure linéaire et la structure nonlinéaire et pour chaque analyse temporelle indiquée au tableau 5.1.1. De ces séries, il est alors possible de calculer les valeurs percentiles d'intérêt tel que recommandé au chapitre 4, soit la valeur médiane qui serait la valeur de conception à utiliser, les valeurs du 16<sup>e</sup> et 84<sup>e</sup> percentile pour connaître la dispersion des données et finalement les valeurs extrêmes, soit le maximum et le minimum. Il est important de noter que pour l'affichage des résultats, ce sont exactement ces paramètres qui sont utilisés et illustrés à l'aide

d'une boîte à moustaches (Figure 5.2.2). La ligne centrale représente la médiane, les extrémités de la boîte représentent le 16<sup>e</sup> et le 84<sup>e</sup> percentile et les moustaches représentent les valeurs maximales et minimales.

Pour les données nettes de déplacement, ce sont également principalement les valeurs maximales qui sont d'intérêt. Il est cependant aussi nécessaire de réaliser des opérations sur les signaux afin d'obtenir la bonne valeur. Pour le déplacement interétage, c'est la valeur absolue maximale de la différence entre le déplacement d'un étage par rapport à un autre qui est enregistrée et non pas la différence entre deux valeurs maximales de déplacement. C'est ensuite la même procédure qui a été réalisée pour les données de force.

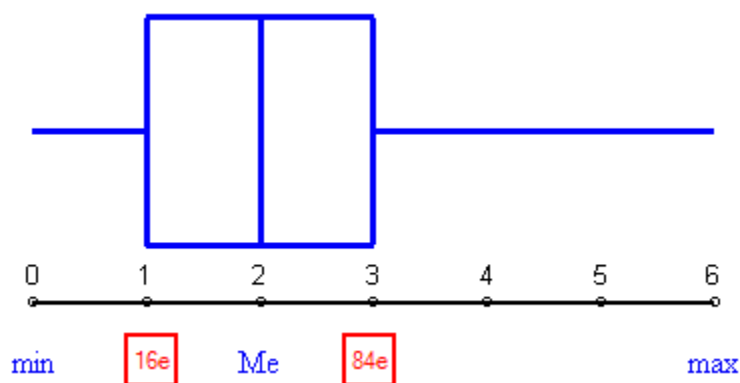


Figure 5.2.2 – Exemple d'affichage des résultats de la méthode TH à l'aide d'une boîte à moustache.

Pour les résultats de l'interface sol-structure, puisque la semelle de fondation est très rigide, la translation verticale, horizontale et la rotation peuvent être calculées à partir des résultats d'un seul nœud, soit le nœud central de la semelle. La rotation du nœud central est comparée avec la rotation qui peut également être calculée à partir du déplacement vertical des nœuds extrêmes pour s'assurer de sa validité. Les paramètres d'intérêts sont donc le tassement maximal, le soulèvement maximal, le glissement maximal et la rotation maximale.

## 5.3 Réponse de la structure linéaire

### 5.3.1 Résultats globaux

L'évaluation sismique de la structure linéaire est réalisée en premier pour les méthodes d'analyse les plus simples et sans considérer les effets de l'ISS. Les résultats de cisaillement à base sont

illustrés à la figure 5.3.1 pour les catégories de sol « B » et « D » sans tenir compte de l'ISS. Le cisaillement à la base a été vérifié en premier. Pour la MSE, le cisaillement à la base est calculé selon l'équation empirique du CNBC 2010 [3.1], en considérant le coefficient de modification de force liée à la ductilité ( $R_d$ ) égale à 1,5, soit le minimum pour une structure de béton armé et un coefficient de modification de force liée à la surrésistance ( $R_o$ ) égale à 1,3. Ces coefficients, tirées du tableau 4.1.8.9 du CNBC 2010 ont été préférées à d'autres valeurs plus grandes en raison de l'impossibilité de prévoir la ductilité attendue du bâtiment.

$$V_{MSE} = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o} \quad [3.1]$$

Le cisaillement à la base est calculé pour le bâtiment complet. Il est ensuite divisé en quatre pour se répartir également dans chacun des quatre cadres rigides, puis est majoré de 10% pour tenir compte de l'excentricité accidentelle, tel qu'indiqué au chapitre 3. La période fondamentale de vibration du bâtiment utilisée considère un encastrement au sol et une inertie réduite à 40% pour les poutres et à 70% pour les colonnes. Pour la catégorie d'emplacement « B », le cisaillement à la base obtenu prend la valeur de 859 kN et pour la catégorie d'emplacement « D », la valeur de 1783 kN. Sur la figure 5.3.1, les lignes rouges désignent le 60% du cisaillement à la base pour ce type d'analyse, ce qui représente la limite minimale permise par le CNBC 2010 lors d'une évaluation sismique. Pour la méthode SPEC, le cisaillement à la base est calibré sur la MSE et une réduction de 20% est permise par le CNBC 2010, ce qui résulte en un cisaillement de 687 kN pour la catégorie d'emplacement « B » et de 1426 kN pour la catégorie d'emplacement « D ». Finalement, les cisaillements à la base pour la méthode TH sont affichés à l'aide de boîte à moustaches comme présentée à la figure 5.2.2. On remarque que la médiane du TH pour les deux catégories d'emplacement est proche de la valeur pour la méthode spectrale et que l'étalement des données maximales se rapproche des valeurs de la MSE. De plus, on remarque que la dispersion des données est beaucoup plus grande pour la catégorie d'emplacement « D ». La dispersion des données est discutée plus longuement dans les paragraphes subséquents.

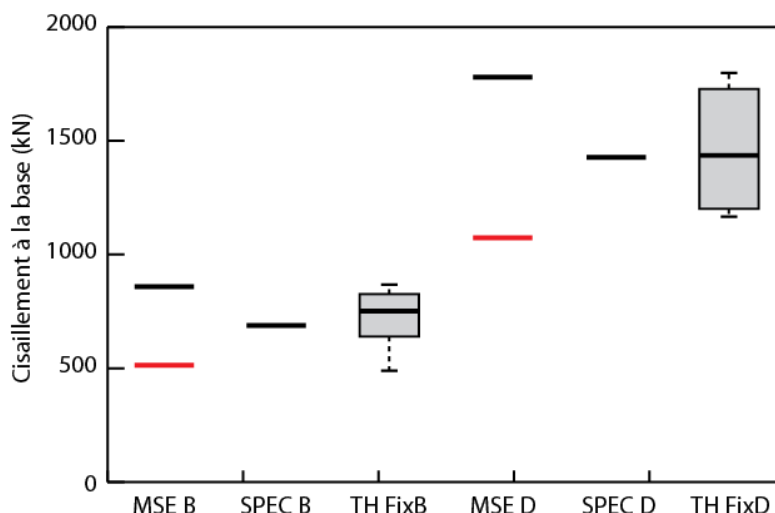


Figure 5.3.1 – Cisaillement à la base du bâtiment pour les méthodes d’analyses linéaire sans l’ISS.

Les figures 5.3.2 et 5.3.3 présentent les valeurs de cisaillement à la base obtenues pour les analyses TH uniquement. Les résultats sont séparés en deux figures selon que les fondations ont été conçues en considérant les charges de gravité uniquement ou en considérant l’ensemble des efforts, dont les efforts sismiques.

La considération des efforts latéraux dans la conception initiale du bâtiment cause une augmentation de la surface d’appuis de la semelle de fondation. D’un point de vue analytique, cette augmentation devrait réduire la contrainte verticale dans le sol et donc réduire les effets de l’ISS. La comparaison des figures suivantes permet justement de mettre en évidence cette différence par une augmentation du cisaillement à la base lorsque les semelles de fondations sont conçues pour les efforts latéraux. Suivant cette remarque et les prochaines observations, les résultats pour les fondations conçues pour l’effort latéral seront ensuite généralement omis puisqu’ils n’ajoutent pas plus d’information pour la plage de données évaluées.

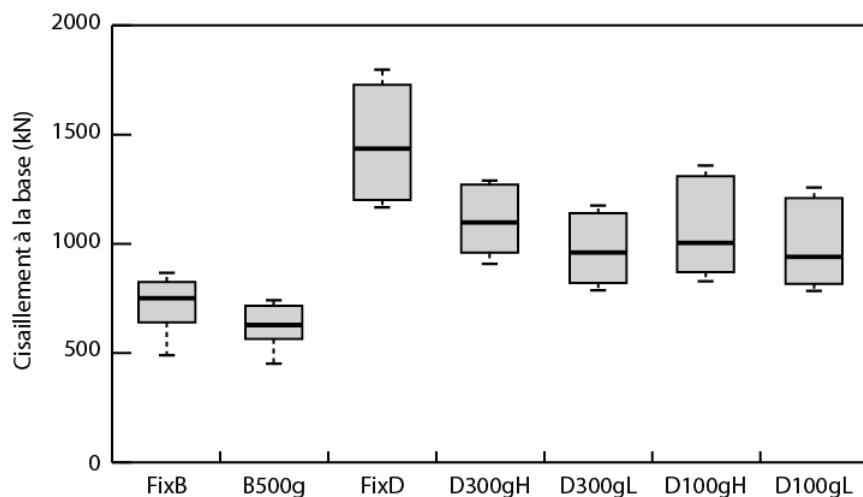


Figure 5.3.2 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles conçues uniquement pour la charge de gravité.

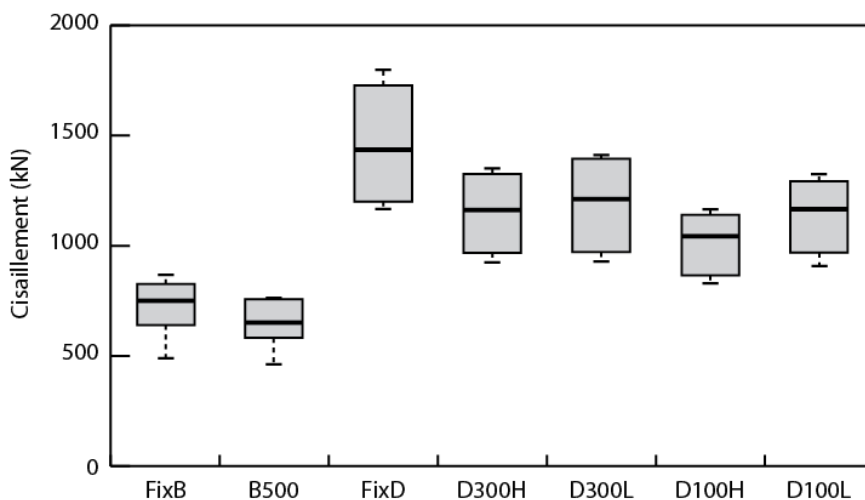


Figure 5.3.3 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles considérant l’effort latéral.

Les figures 5.3.4. et 5.3.5 présentent les déplacements obtenus des différentes méthodes linéaires. Les résultats sont consistant avec le type d’analyse effectuée : les méthodes moins détaillées présentent des résultats plus conservateurs peu importe la catégorie d’emplacement. Les déplacements horizontaux observés pour l’ensemble des modèles sont faibles et les déplacements interétages sont tous sous la limite de 2.0% du CNBC. Puisqu’il s’agit d’analyses linéaires, les déplacements sont majorés pour tenir compte de la ductilité attendue pour ce type de structure selon l’hypothèse de déformation semblable du CNBC [3.2].

$$\Delta_{duct} = \Delta_{red} \frac{R_d R_o}{I_e} \quad [3.2]$$

Les figures 5.3.6 et 5.3.7 montrent la même catégorie de résultats, mais uniquement pour les analyses TH prenant en compte l'ISS. Deux tendances se distinguent facilement en comparant les quatre dernières figures présentées : les déplacements maximums pour les structures analysées sur un sol flexible sont en moyenne plus grands et la dispersion des données est encore une fois très importante. L'augmentation des déplacements maximum était anticipée et correspond bien aux observations trouvées dans la littérature (S. Kramer & Stewart, 2004).

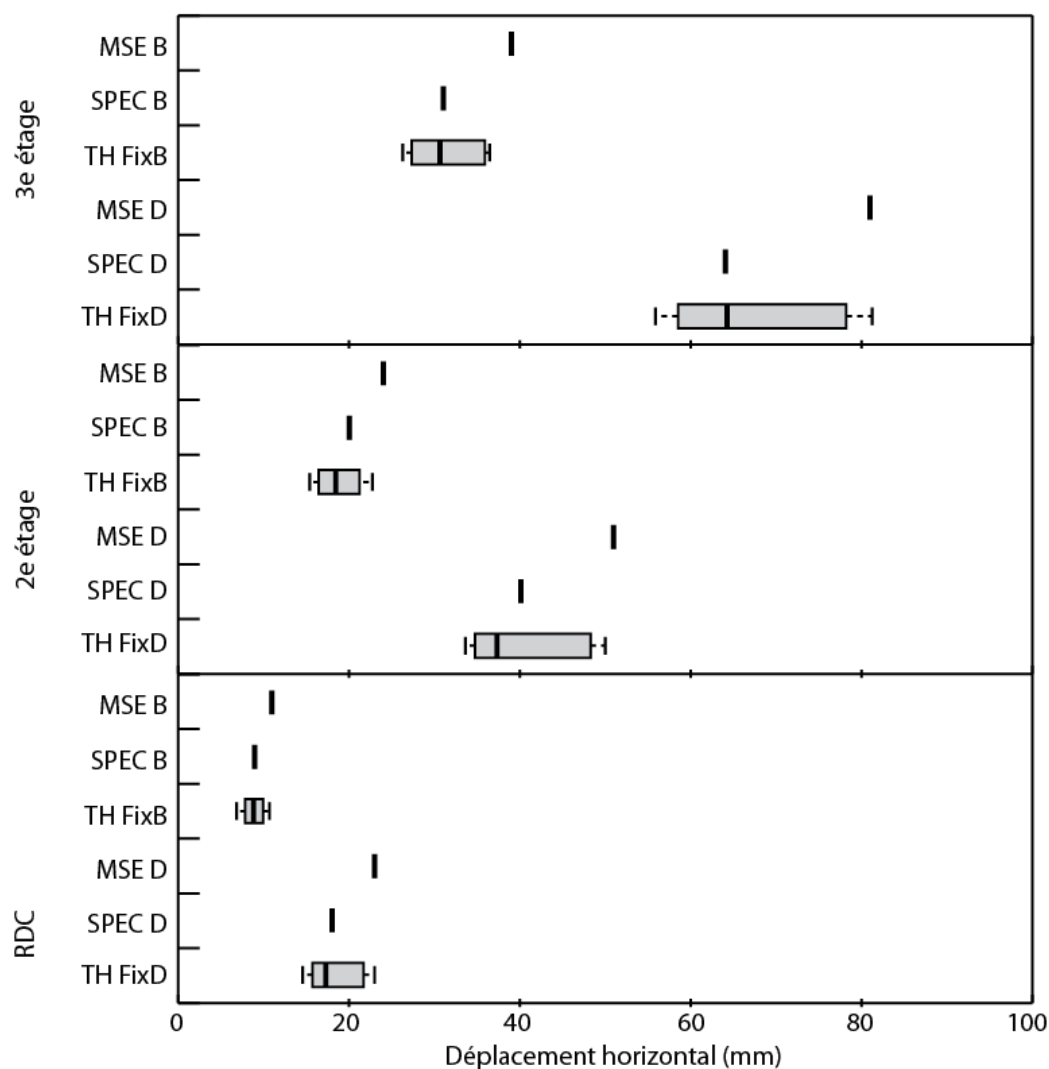


Figure 5.3.4 – Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire sans l'ISS

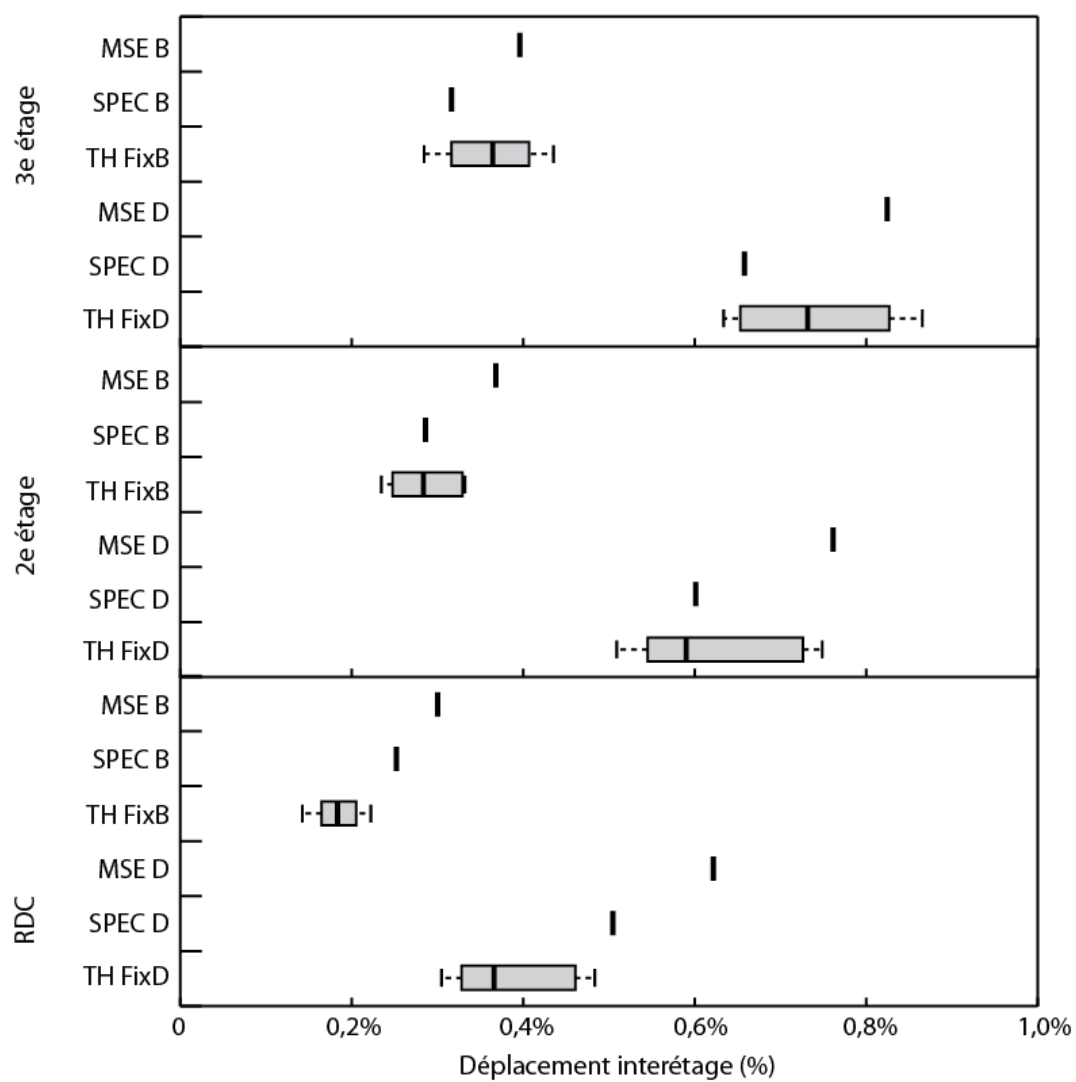


Figure 5.3.5 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire sans l'ISS



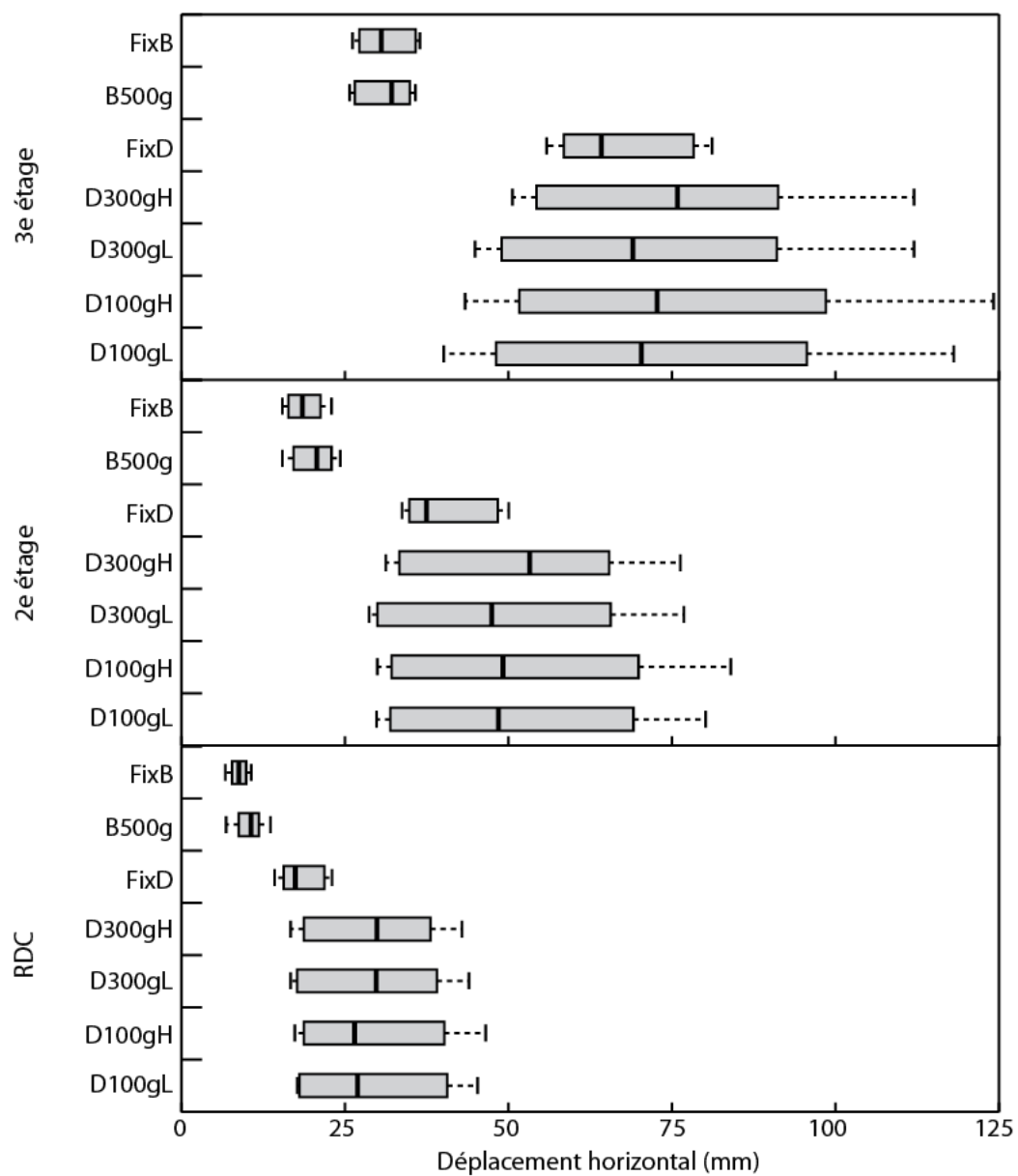


Figure 5.3.6 – Déplacement horizontal maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses linéaire TH avec l'ISS.

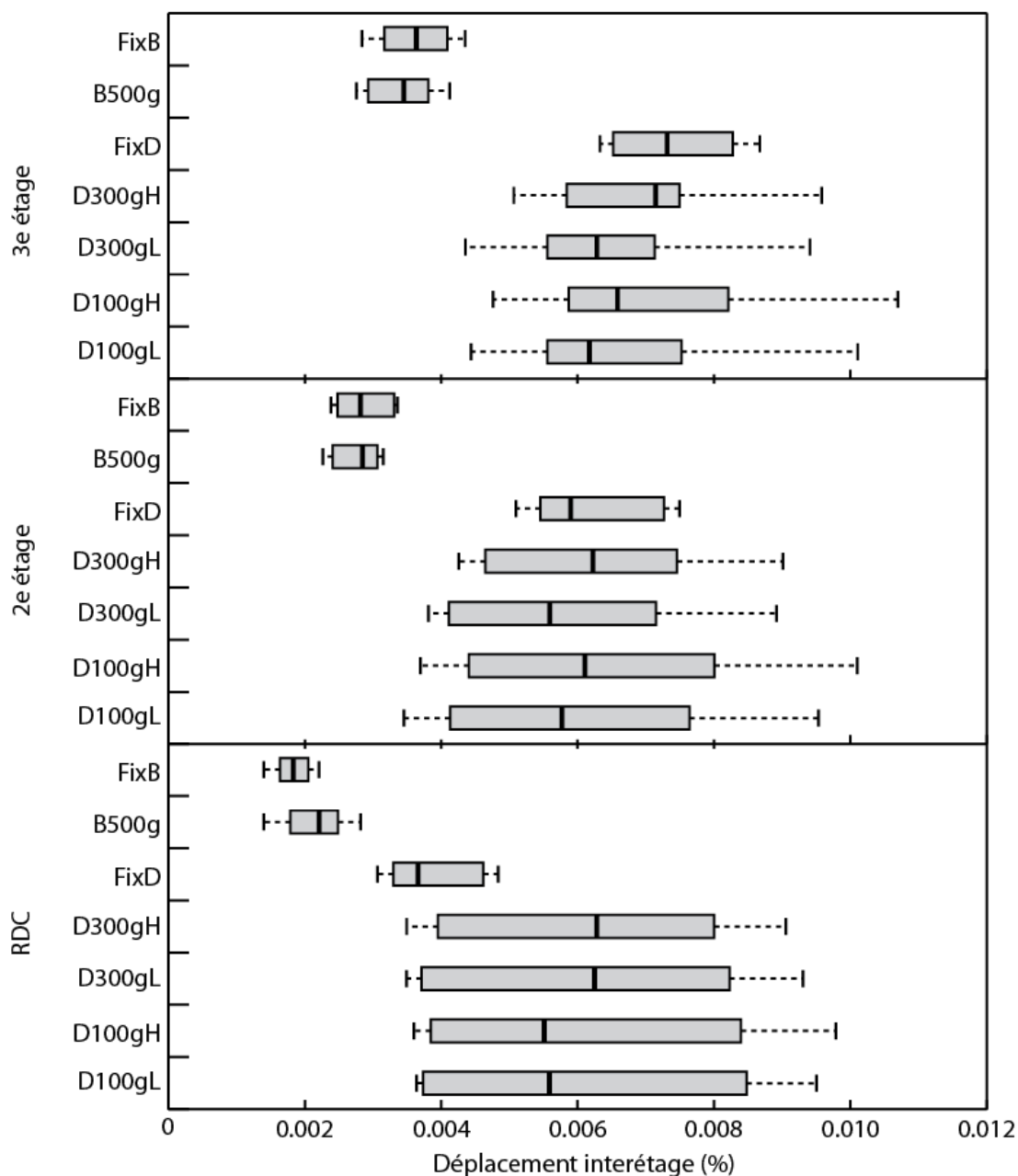


Figure 5.3.7 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d’analyses linéaire TH avec l’ISS.

Le paramètre de dimension des semelles de fondation a également été évalué à travers que les semelles aient été conçues pour les efforts latéraux ou non et les déplacements maximum et interétage ont également été obtenus pour les différentes analyses. Les différences sont mineures, mais on note une diminution des valeurs extrêmes et de la valeur médiane.

Les périodes fondamentales de vibration calculée lorsque l'ISS est pris en compte au tableau 5.3.1 permettent d'estimer la réduction du cisaillement à la base en supposant que le premier mode est dominant et correspond à la plupart du cisaillement à la base obtenu. Ces données sont extraites pour les deux catégories d'emplacement et pour les deux dimensions des semelles de fondation.

Tableau 5.3.1 – Périodes de vibration pour les principaux modes de la structure en incluant l'ISS.

Modes	1	2	3	S(a) [Mode 1] g	Réduction S(a)
FixB	0.778	0.243	0.103	0.146	-
B500	0.795	0.247	0.105	0.143	2.5%
B500g	0.798	0.249	0.105	0.142	3.0%
FixD	0.778	0.243	0.103	0.304	-
D300H	0.919	0.263	0.108	0.240	26.8%
D100L	0.881	0.264	0.108	0.257	18.1%
D300gH	0.925	0.274	0.110	0.237	28.2%
D100gL	0.970	0.276	0.111	0.216	40.5%

### 5.3.2 Critères d'acceptation élastique

Cette section reprend les références introduites dans la revue de littérature, qui sont le CNBC 2010 et l'ASCE 41-13, pour réaliser l'évaluation structurale des différentes membrures de la structure : poutres, colonnes et joint poutre-colonne. Ces deux normes ont été retenues parce qu'elles correspondent aux normes actuelles utilisées par les ingénieurs en pratique pour réaliser des évaluations sismiques de bâtiment existant.

#### 5.3.2.1 CNBC 2010

Le CNBC 2010 est la norme canadienne par défaut. Elle ne définit pas de critères d'acceptation spécifiques pour les évaluations sismiques, il est donc nécessaire d'utiliser les critères définis pour les nouvelles constructions. Pour cela, le CNBC fait un renvoi vers la norme A23.3 pour les constructions en béton armé. Dans la présente recherche, les critères d'acceptation pour le CNBC 2010 ont donc été définis comme étant les résistances pondérées obtenues selon les critères de calculs de la norme A23.3. Les paragraphes suivants expliquent les principales hypothèses de

calcul pour obtenir les valeurs de résistance pour chaque élément structural et chaque critère d'acceptation.

Pour les poutres, l'hypothèse d'usage des sections planes est utilisée avec un recouvrement des barres d'armatures de 1 pouce (25 mm). Les propriétés des matériaux sont les mêmes que celles préalablement utilisées durant la conception du bâtiment. Pour toutes les poutres étudiées, les efforts axiaux sont trop faibles pour considérer une interaction M-P. L'effort pondéré ( $M_f$ ) obtenu des analyses est donc comparé directement avec la résistance pondérée ( $M_r$ ) pour obtenir un ratio d'acceptation.

Pour les colonnes, l'interaction du moment et de l'effort axial nécessite d'être considérée afin de fournir un critère d'acceptation unique. Puisque deux variables sont affectées, le critère d'acceptation est représenté par une surface (2D) définie comme étant la frontière d'interaction. Un critère a donc été calculé pour chaque colonne et pour chaque analyse afin de tenir compte du couple M-P maximum pour chaque cas. La figure 5.3.8 illustre ce diagramme d'interaction pour le modèle linéaire de la structure. Ce calcul est basé sur le fait que l'effort axial et le moment fléchissant dans la colonne sont fortement couplés et que la variation de ce couple se fait linéairement dans la même direction. Le critère d'acceptation est donc défini comme la longueur du vecteur de couple M-P maximal par rapport à la distance dans cette même direction entre le point zéro et la surface d'interaction.

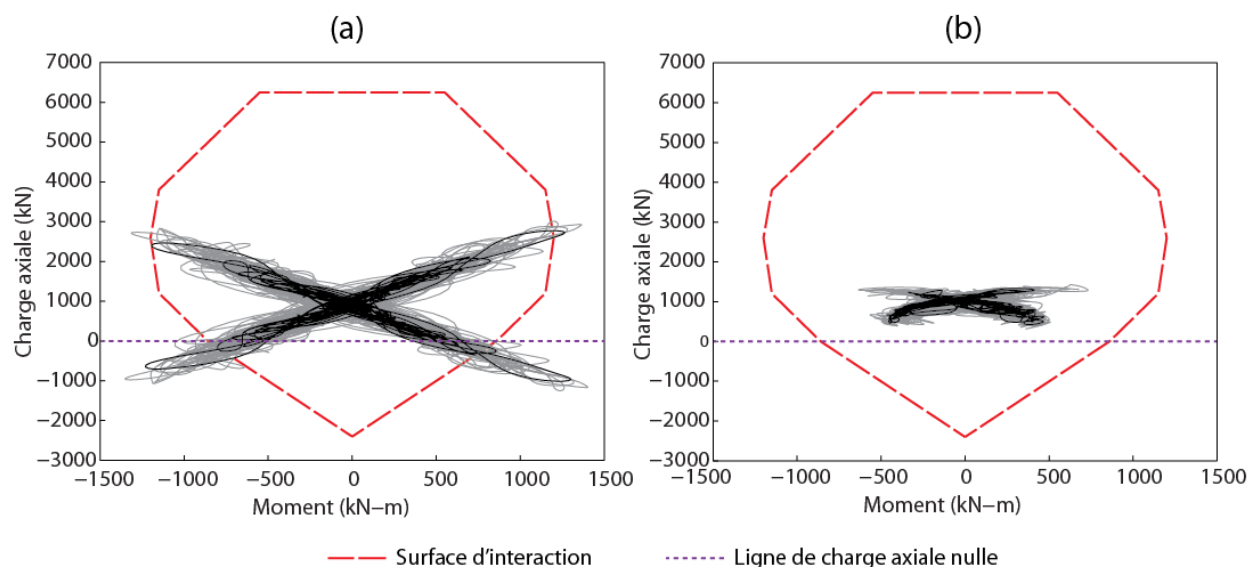


Figure 5.3.8 – Diagramme force-moment de la colonne C105 pour (a) une condition frontière d’encastrement et (b) un sol flexible sous un accélérogramme calibré pour un emplacement « D ».

Pour les joints poutre-colonne, le critère d’acceptation est basé sur la résistance en cisaillement de l’aire de béton se trouvant sur une diagonale reliant le point bas-droit d’une colonne de l’étage avec le point haut-gauche d’une colonne en-dessous. L’effort de cisaillement dans le joint est obtenu par l’équation [3.3] qui prend en compte la somme des efforts des zones supérieures des poutres adjacentes (zone de compression et traction dans l’armature supérieure) et plus du cisaillement apporté par la colonne supérieure. La résistance pondérée est évaluée à partir de l’équation [3.4] tirée de Filiatrault et al. (2013). Cette équation contient notamment un facteur de confinement « K » selon que le joint est confiné entre quatre poutres ou moins.

$$V_{f,BCJ} = 1,25 \left( \frac{M}{d} \right)_{\text{droit}} + 1,25 \left( \frac{M}{d} \right)_{\text{gauche}} - V_{col} \quad [3.3]$$

$$V_{r,BCJ} = K_j \lambda \phi_c \sqrt{f'_c A_j} \quad [3.4]$$

### 5.3.2.2 ASCE 41-13

La norme américaine ASCE 41-13 adresse spécifiquement l’évaluation structurale des bâtiments existants et elle propose donc une méthode adaptée aux multiples réalités des structures existantes. Cette méthode a été présentée dans la revue de littérature et certaines de ses recommandations sont utilisées dans cette section de résultat. Puisque la méthode de l’ASCE 41-13 est calibrée pour

fonctionner avec les codes américains, certaines modifications sont apportées pour utiliser les valeurs de calcul des codes canadiens.

L'ASCE 41-13 fournit des critères d'acceptation pour tous les types communs de structure dans tous les matériaux communs soit : l'acier, le béton et le bois. Ces critères sont fournis sous la forme de tableaux de données disponibles pour chaque élément de structure et pour chaque type de structure. La procédure nécessite de classer les éléments structuraux à être évalués comme étant soit des composante primaire ou secondaire du système de résistance aux forces sismique (SFRS). Dans le cas présent, puisqu'il s'agit d'un cadre de contreventement isolé, toutes les membrures font partie intégrale du SRFS et sont donc toute des composantes primaires. Il faut ensuite classer les résistances des éléments structuraux selon qu'ils sont contrôlés par la force ou par la déformation, tel que les recommandations de l'ASCE 41-13 le propose par types d'éléments. Ce choix permet de déterminer l'équation à utiliser pour comparer le critère d'acceptation avec la demande de l'élément structural. Pour le cadre rigide évalué, la flexion des poutres est considérée comme contrôlée par la déformation, l'effort tranchant est considérée comme contrôlé par la force. Pour les colonnes on considère qu'elles sont contrôlées par la déformation et finalement les joints poutre-colonnes sont contrôlés par la force. Selon le mode de défaillance anticipé, respectivement par la déformation ou par la force, les équations [3.5] ou [3.6] permettent d'obtenir un ratio demande-capacité afin d'évaluer chaque élément structural.

$$m\kappa Q_{CE} \geq [Q_G \pm Q_E] \quad [3.5]$$

$$\kappa Q_{CL} \geq \left[ Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \right] \quad [3.6]$$

Ces équations se basent sur une force sismique élastique, donc sans réduction de coefficient comme  $R_d$  ou  $R_o$ . Bien que l'ASCE 41-13 prescrive sa propre procédure pour l'obtention d'une valeur de cisaillement à la base, comme la MSE du CNBC 2010, c'est cette dernière méthode qui a été utilisée afin d'obtenir des résultats comparable avec la méthode du CNBC. La première équation décrit le critère d'acceptation pour les modes de rupture contrôlés par déformation. La partie de droite représente les efforts pondérés de la gravité et du séisme respectivement. La partie de gauche contient un coefficient qui tient compte de la ductilité appelé le facteur « m », un coefficient de connaissance de la structure « k » et la résistance pondérée. De cette manière, l'ASCE 41-13 permet de tenir compte d'une valeur différente de ductilité pour différent éléments structuraux, alors que

le CNBC propose des coefficient ( $R_d$  et  $R_o$ ) pour l'ensemble de la structure. La seconde équation décrit le critère d'acceptation pour les modes de rupture contrôlés par force. Dans cette équation, la force du séisme est modulée par des coefficients tenant compte de la réduction de l'effort pour différents niveaux d'alea sismique et différentes catégories d'emplacement. La partie de gauche de cette équation est la même sauf que le facteur de ductilité est retiré puisqu'on attend une réponse fragile de l'élément. Finalement, pour compléter l'équation [3.5], il est nécessaire d'obtenir les facteurs «  $m$  » correspondant à chaque élément structuraux. Ces tableaux se trouvent dans la section 10 de l'ASCE 41-13, structures en béton armé et son copié dans l'annexe C, pour référence.

Pour obtenir le critère d'acceptation d'une poutre, il faut premièrement sélectionner le mode de défaillance évalué. Le tableau présente quatre choix : contrôlé par la flexion, contrôlé par le cisaillement, contrôlé par une longueur d'épissure inadéquate ou encore par un encastrement inadéquat de la colonne dans le joint poutre-colonne. Chacune de ces quatre conditions fournit une liste de facteur «  $m$  » calibré pour les différents niveaux de performance espérés. Ainsi, pour une poutre qui est une composante primaire et dont la défaillance est contrôlée par le cisaillement, le facteur «  $m$  » prendra une valeur de 1.25 si la performance visée est l'occupation immédiate (IO), 1.5 si la performance visée est la sécurité civile (LS) et 1.75 si c'est la prévention de l'effondrement qui est visée (CP). Dans le cas de la présente recherche, l'hypothèse est que les poutres sont contrôlées par la rupture en flexion, car le bâtiment étant fictif, les longueurs d'épissure et les longueurs de développement de l'armature sont tout simplement inexistantes. Les limites de résultats pour ces conditions sont tout de même indiquées afin de les comparer avec les résultats obtenus. Les valeurs du facteur «  $m$  » sont finalement obtenues par l'interpolation des valeurs données dans le tableau selon des propriétés de la poutre, soit un ratio donnant la quantité d'armature dans la poutre, la conformité de l'armature de cisaillement qui est fonction de l'espacement de celui-ci et le niveau de contrainte de cisaillement dans la poutre.

Pour les colonnes, un tableau similaire est présenté pour le critère d'acceptation linéaire. Les conditions de rupture considérées pour les colonnes sont par flexion-compression seule, flexion-compression et cisaillement combinés, cisaillement seul et longueur d'épissure insuffisante sur la hauteur de la colonne. Encore une fois, puisque le bâtiment est fictif, la longueur d'épissure n'a pas été considérée, d'autant plus que le facteur «  $m$  » associé est critique puisqu'il ne permet aucune ductilité. C'est donc la condition de rupture par flexion-compression qui a été évaluée à partir d'un

calcul similaire à la méthode du CNBC 2010 pour le ratio de distance entre le point du couple M-P et la surface d'interaction.

Pour les joints poutre-colonne, un tableau similaire est également présenté, mais avec seulement deux conditions de rupture soit pour les joints intérieurs ou pour les autres joints. Les joints poutre-colonne sont des éléments critiques (Elwood et al., 2007; Lowes & Altoontash, 2003) et leur défaillance est souvent catastrophique pour les bâtiments existants, pour cette raison, les facteurs « m » du tableau pour les joints faisant partie d'une composante primaire prennent tous la valeur de 1, soit aucune ductilité permise. Pour les composantes secondaires, il est possible de classer les joints poutre-colonne selon le niveau de force axiale et la conformité de l'armature de cisaillement, mais ce classement n'a pas été réalisé dans la présente recherche puisque tous les éléments évalués font partie du SRFS et sont donc des composantes primaires.

### **5.3.3 Réponse des éléments structuraux**

À partir des critères d'acceptation définis dans la section précédente pour les analyses élastiques, les résultats sont traités et affichés sous forme de figure avec boîte à moustache pour les éléments structuraux suivants : poutres, colonnes et joints poutre-colonne. La première sous-section présente les résultats pour les critères d'acceptation du CNBC 2010 et la seconde pour les critères de l'ASCE 41-13. Dans un souci de simplification, la plage de données pour la catégorie d'emplacement « D » a été combinée en une seule plage. Cette simplification permet d'afficher les résultats dans un ensemble plus compact sans pour autant nuire à la compréhension puisque les percentiles sont assez proches.

#### **5.3.3.1 CNBC 2010**

Les figures 5.3.9, 5.3.10 et 5.3.11 présentent le ratio de la demande en force par rapport au critère d'acceptation défini plus haut. Un ratio supérieur à 1 indique que la demande en force de l'élément dépasse la valeur de résistance pour un niveau de risque donné. Les trois figures présentent respectivement la colonne intérieure du troisième étage, puis du deuxième étage et finalement du rez-de-chaussée, en considérant la catégorie d'emplacement « B » du côté gauche et la catégorie d'emplacement « D » du côté droit. Les résultats pour la colonne extérieure sont situés à l'annexe D.



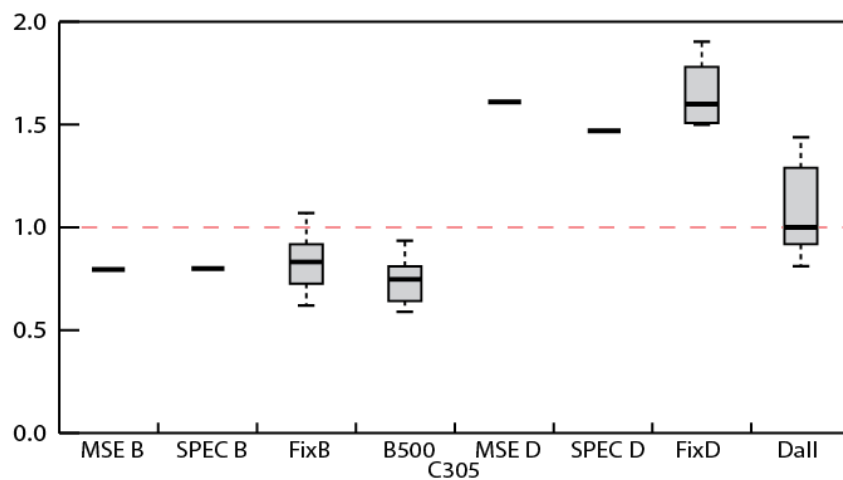


Figure 5.3.9 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C305 (711 mm x 508 mm).

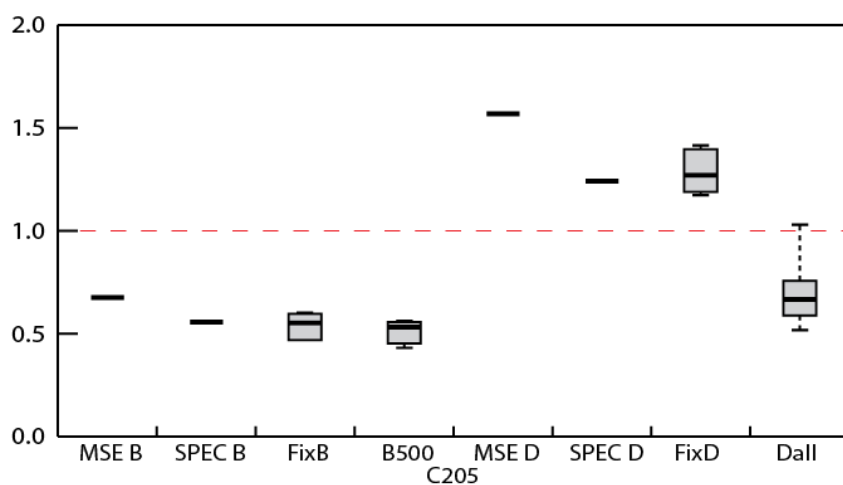


Figure 5.3.10 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C205 (762 mm x 508 mm).

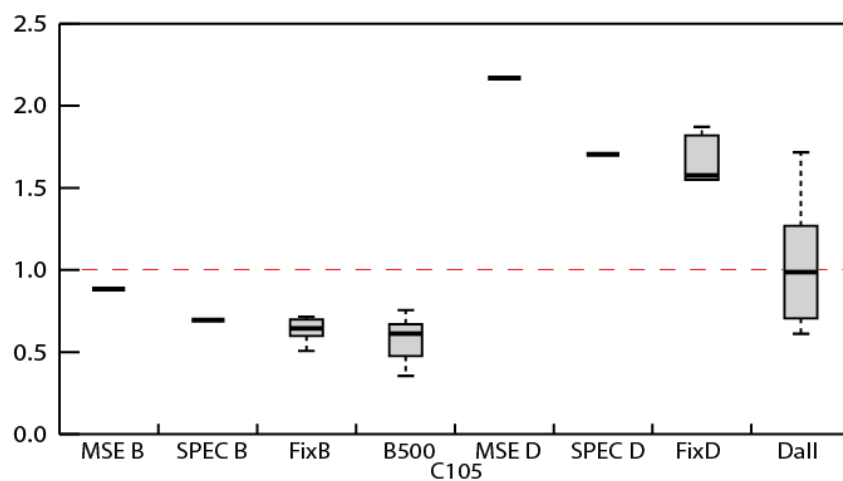


Figure 5.3.11 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C105 (813 mm x 508 mm).

On observe que l'effet de l'ISS est beaucoup plus marqué pour la catégorie d'emplacement « D », ce qui est un résultat anticipé en raison de la rigidité du sol beaucoup plus grande pour la catégorie d'emplacement « B », ce qui s'approche donc davantage de l'hypothèse d'encastrement dans le sol utilisé pour les méthodes d'analyses MSE et SPEC. On note également que l'effet bénéfique du sol flexible est plus important pour les étages inférieurs. Cette situation s'explique par la réduction de la demande en traction qui est permise par la modélisation permettant le décrochement de la semelle de fondation. La distance entre le point zéro et la surface d'interaction M-P de la colonne étant plus courte pour les efforts en traction, si la traction est réduite par la possibilité de décollement de la semelle, la capacité de la colonne augmente significativement. En terme numérique, la colonne intérieure du troisième étage ne subit aucun effort de traction pour la catégorie d'emplacement « B » et « D ». Cependant, pour le deuxième étage, la colonne intérieure pour la catégorie d'emplacement « B » ne subit pas de traction pour la plage de valeur médiane, alors qu'elle subit 250 à 500 kN de traction pour le 14<sup>e</sup> et le 84<sup>e</sup> percentile respectivement de la catégorie d'emplacement « D ». En considérant l'encastrement du sol, la colonne C105 subit une traction médiane de 721 kN pour la catégorie d'emplacement « D » ce qui est en fort contraste avec le force médiane de 236 kN en compression pour cette même colonne, mais en permettant le décollement du sol. En fait, la semelle de fondation bascule, comme les résultats du chapitre suivant l'indiquent.

En somme, les résultats indiquent que lorsque le bâtiment se trouve à être construit au-dessus d'une catégorie d'emplacement « B », les colonnes intérieures peuvent résister à l'effort sismique prévu par le CNBC 2010. Pour une catégorie d'emplacement « D », lorsque le bâtiment est analysé sans tenir compte de l'ISS, la colonne intérieure est en surcharge de 1.5 à 2.0 fois plus que la valeur maximale en résistance pondérée. Par contre, lorsque l'ISS est introduit dans le système, la réduction du cisaillement à la base et des efforts internes permettent d'obtenir une réponse médiane satisfaisante. Par contre, lorsqu'on prend en compte la dispersion des données, le 84<sup>e</sup> percentile dépasse la limite de résistance. Pour la colonne extérieure, celle-ci est beaucoup moins chargée par les forces sismiques, ce qui lui permet d'avoir un ratio de demande-capacité en dessous de 0.4 pour le 3<sup>e</sup> et le 2<sup>e</sup> étage, alors que pour le premier étage, ce ratio dépasse 1.0 pour l'analyse élastique MSE et est proche de 1.0 pour les cas où l'encastrement est considéré. La remarque générale est que l'ajout du sol flexible permet à la réponse du bâtiment pour une catégorie d'emplacement « D » d'obtenir des résultats similaires à ceux pour la catégorie d'emplacement « B ».

Les figures 5.3.12, 5.3.13 et 5.3.14 présentent les résultats similaires pour les poutres intérieures. Les résultats pour les poutres extérieures sont également fournis en annexe D. Dans le cas de la poutre intérieure, on observe qu'autant pour la catégorie d'emplacement « B » que « D », la réponse de la membrure dépasse sa capacité et nécessite donc une réhabilitation. Notons que la dispersion de la réponse pour la catégorie d'emplacement « B » est plus grande que pour celle de la catégorie d'emplacement « D », ce qui est en contraste direct avec tous les résultats trouvés jusqu'à maintenant.

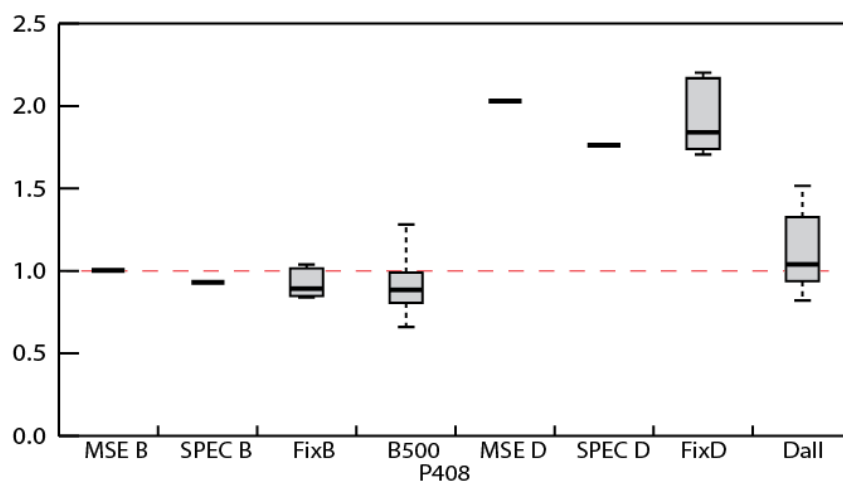


Figure 5.3.12 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P408 (254 mm x 559 mm).

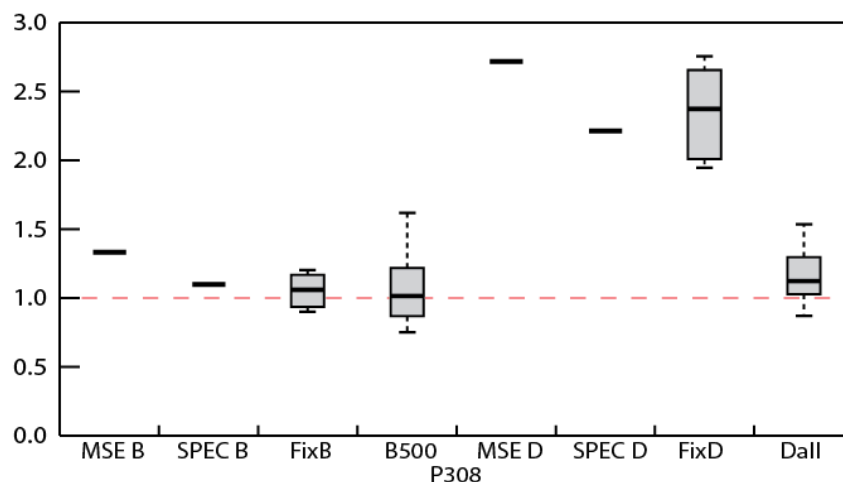


Figure 5.3.13 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P308 (254 mm x 762 mm).

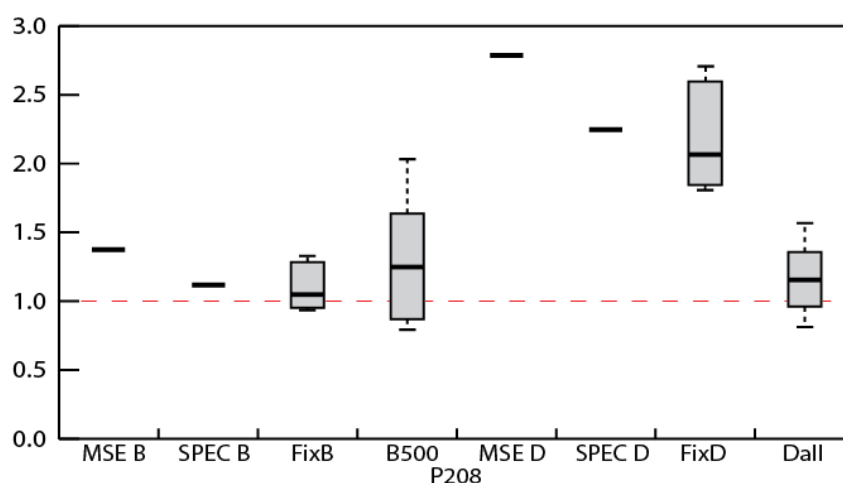


Figure 5.3.14 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P208 (254 mm x 914 mm).

### 5.3.3.2 ASCE 41-13

Les résultats des éléments structuraux évalués selon l'ASCE 41-13 ont été normalisés par rapport à la condition (facteur « m ») la plus ductile. Cela veut dire que si un résultat possède un ratio plus grand que 1.0, la réponse de l'élément dépasse le niveau de performance le plus faible permis. Par contre, cela ne veut pas dire qu'une réponse inférieure à 1.0 est acceptable. À titre d'exemple, la figure 5.3.15 indique « C1 :CP » la ligne étant égale à 1.0. Un résultat se trouvant en dessous de cette ligne correspond à un endommagement de la structure assurant la prévention de la ruine du bâtiment. Si la réponse tombe en dessous de la ligne suivante, la structure assure un niveau de performance de sécurité civile et ainsi de suite. De plus, comme il a été exposé plus haut, les différentes conditions de ruptures non liées à la flexion sont également affichées.

Les figures 5.3.15, 5.3.16 et 5.3.17 présentent les ratios demande-capacité pour la colonne intérieure des trois étages. Les analyses étant élastiques, les résultats sont d'une forme similaire à ceux obtenus pour le CNBC 2010. La principale différence provient des différents facteurs « m ».

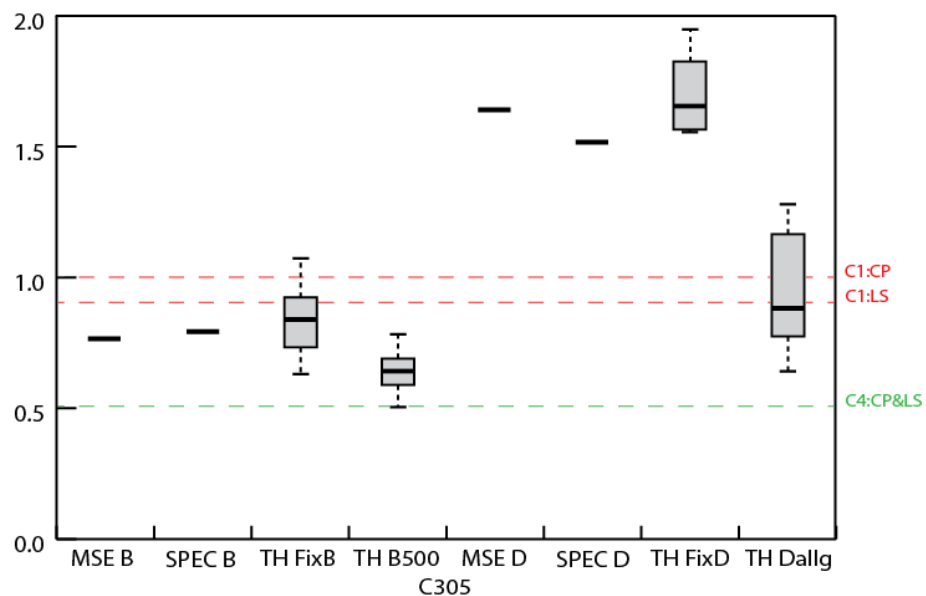


Figure 5.3.15 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C305 (711 mm x 508 mm).

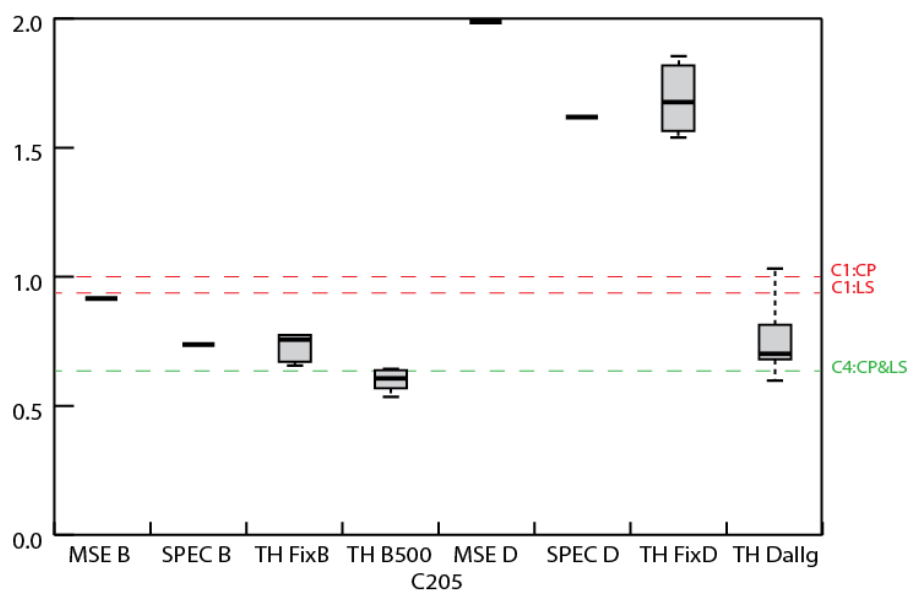


Figure 5.3.16 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C205.

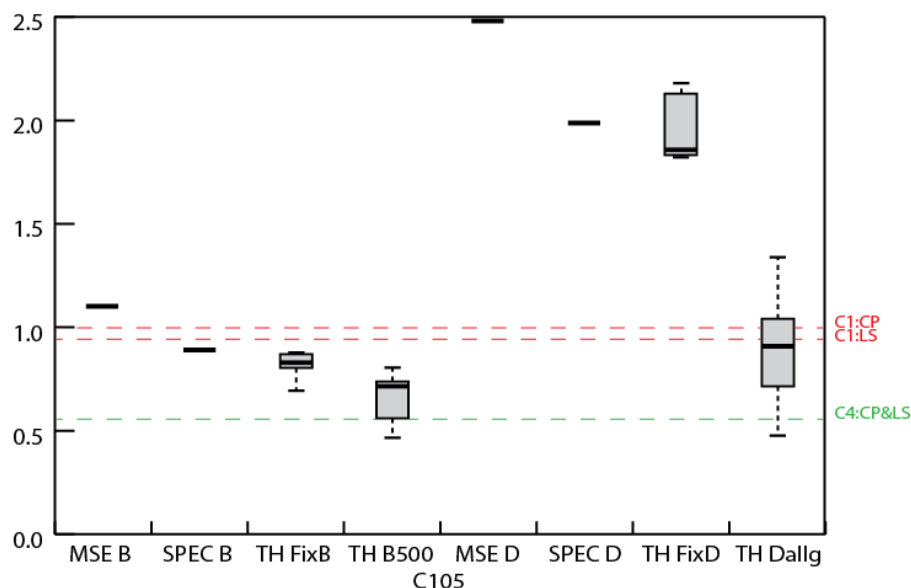


Figure 5.3.17 – Ratio demande-capacité normalisé pour la colonne C105.

Pour la poutre C305, les facteurs de ductilité calculés sont de 1.37 pour l'occupation immédiate, de 1.76 pour la sécurité civile et de 1.95 pour la prévention de la ruine. Il est intéressant de noter que l'objectif de performance défini par le CNBC 2010 en est un de sécurité civile, mais que le niveau de ductilité minimale choisi dans la présente recherche qui correspond à un cadre rigide en béton armé est de 1.95, soit précisément la même quantité que pour une performance moindre de cette poutre. Il est important de comprendre que cette comparaison ne concerne que cette poutre, car les autres poutres obtiennent des valeurs différentes de facteur « m ». La poutre C205 obtient respectivement des facteurs de 1.18, 1.47 et 1.57 pour chacun des niveaux de performance cités plus hauts. Cette différence vient du fait que la charge axiale est plus grande sur la colonne au niveau du deuxième étage. Finalement, pour la poutre C105, les facteurs sont de 1.23, 1.70 et 1.80 pour les mêmes niveaux de performance.

Selon les travaux de Atkinson et al. (2015) discutés à la section d'étalonnage des accélérogrammes synthétiques, la réponse qu'il faut considérer dans la boîte à moustache est le 84<sup>e</sup> percentile afin de représenter adéquatement l'étalonnage des accélérogrammes sur diverses plages de périodes. Selon ces résultats, les réponses des colonnes C305 et C105 dépassent donc largement la limite de prévention de la ruine (CP) et la réponse de la colonne C205 satisfait au critère de sécurité civile pour les analyses incluant l'ISS de la catégorie d'emplacement « D ».

Les figures 5.3.18, 5.3.19 et 5.3.20 présentent les résultats d'évaluation sismique pour les poutres intérieures du bâtiment.

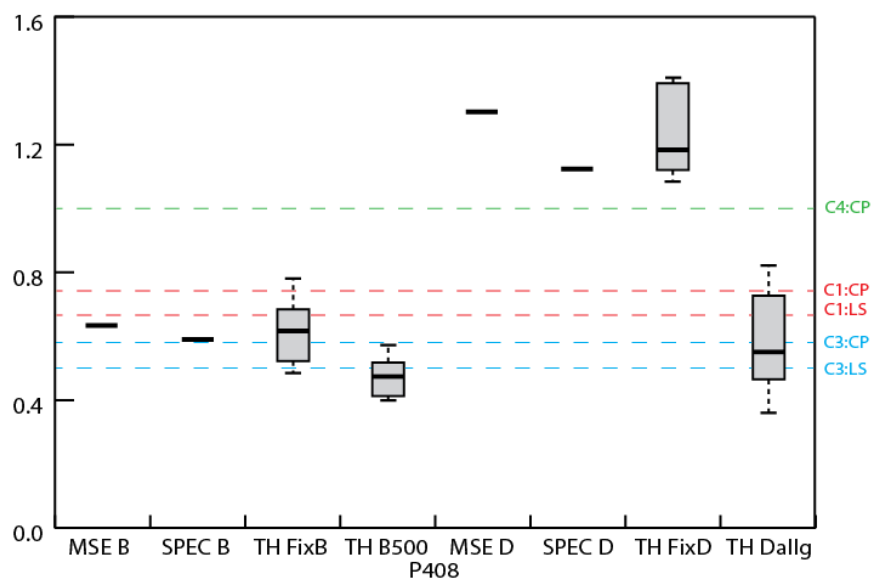


Figure 5.3.18 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P408.

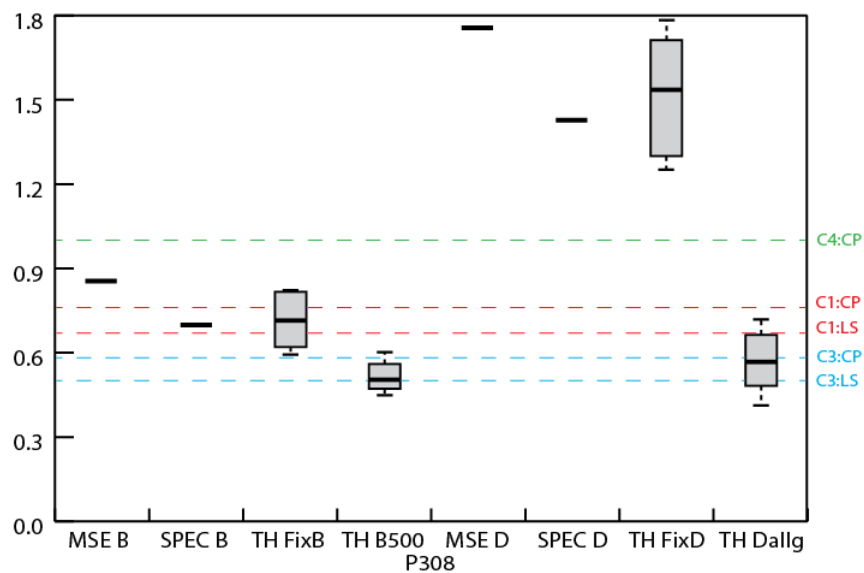


Figure 5.3.19 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P308.

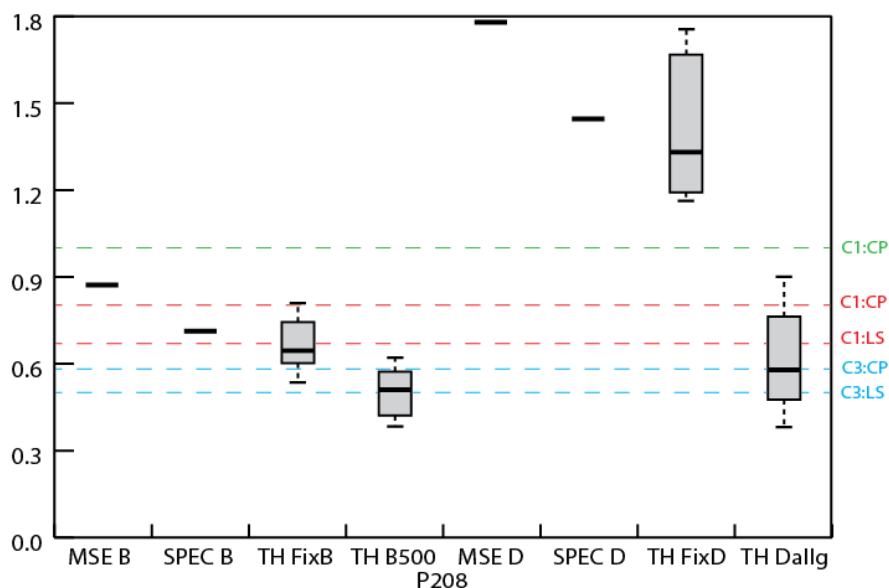


Figure 5.3.20 – Ratio demande-capacité normalisé pour la poutre P208.

### 5.3.4 Tassements et contraintes dans les sols

Finalement, les tassements et contraintes du sol pour les différentes catégories d'emplacement sont affichés afin de comparer la différence entre la réponse du bâtiment et la réponse du sol.

Les tassements calculés aux figures 5.3.21 et 5.3.22 incluent le tassement initial de la fondation. La longueur réelle de la semelle de fondation est illustrée (contrairement à une longueur qui serait normalisée) afin de pouvoir apprécier la différence de dimension entre les dimensions de semelle de fondation nécessaire pour différents niveaux de charge admissible. Les figures illustrent la longueur de la semelle de fondation dans le plan du cadre, soit la longueur « L ». La rigidité beaucoup plus importante du sol « B500g » par rapport aux deux autres sols est illustrée par des tassements totaux (négatif, vers le bas) beaucoup plus petits. Avec des tassements inférieurs à 1 mm, l'hypothèse d'encastrement pour une catégorie d'emplacement « B » semble effectivement réaliste. Ces figures illustrent parfaitement la direction que prend la résistance du cadre rigide quand il est soumis à un effort latéral. Les semelles sont du côté gauche du cadre et donc, quand une force latérale est appliquée dans la direction droite, les semelles de gauche sont soulevées de leur côté gauche, alors que quand la force latérale est dans la direction gauche, les semelles de gauche sont fortement comprimées de leur côté gauche. Il est intéressant de noter que l'angle de soulèvement est plus important pour le sol « D300gH » que pour le sol « D100gL » qui est beaucoup plus flexible.



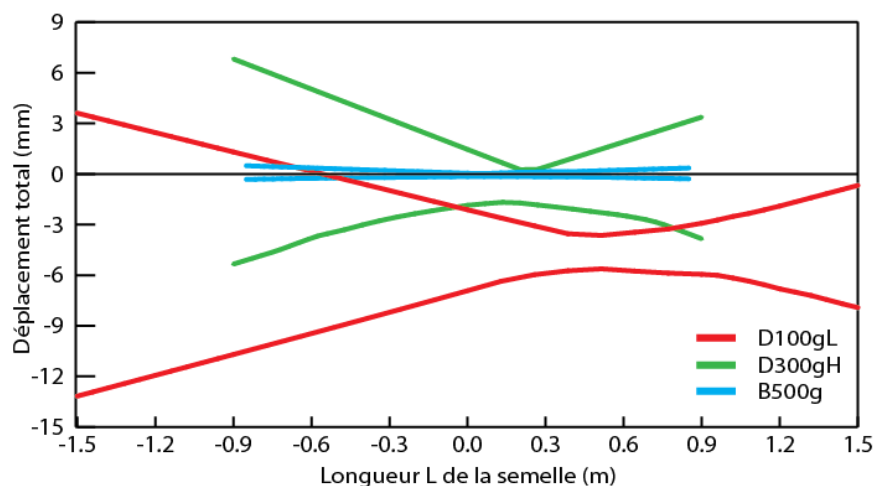


Figure 5.3.21 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne extérieure (C104 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique.

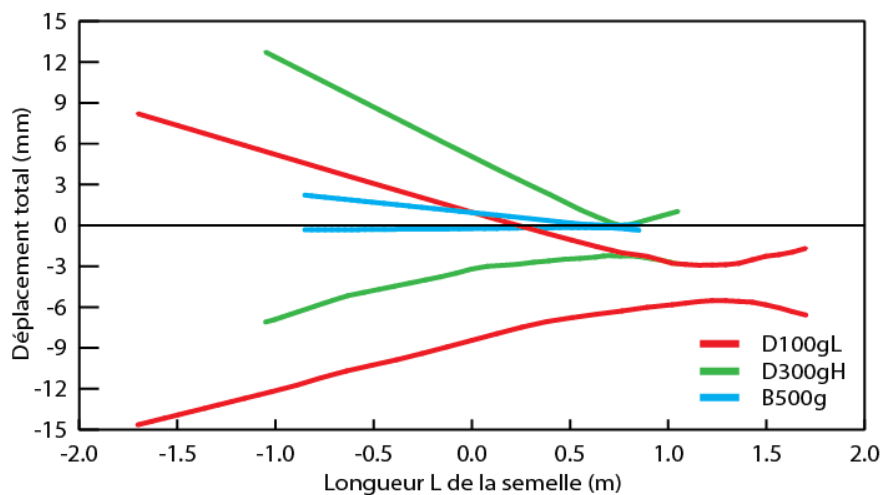


Figure 5.3.22 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne intérieure (C105 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique.

Pour les figures 5.3.23, 5.3.24 et 5.3.25, les contraintes dans le sol sont normalisées par rapport à la contrainte ultime (qult) calculée dans le chapitre de modélisation. La force dans chacun des ressorts sur la longueur de la semelle est divisé par l'aire tributaire du ressort, soit la mi-distance entre chaque ressort par la profondeur « B » de la semelle, pour obtenir la contrainte appliquée. En raison de la proximité plus grande des ressorts sur l'extrémité des semelles de fondation, le niveau de contrainte grimpe très rapidement au bout de celles-ci. Le niveau de contrainte ultime obtenu par chaque ressort est une bonne indication de la rigidité résiduelle de ce ressort et donc de la facilité à la semelle de basculer sous les efforts latéraux. Plus la contrainte appliquée se rapproche

de la contrainte ultime, et plus la rigidité du sol s'aplatie, ce qui résulte en de grand déplacement plastique.

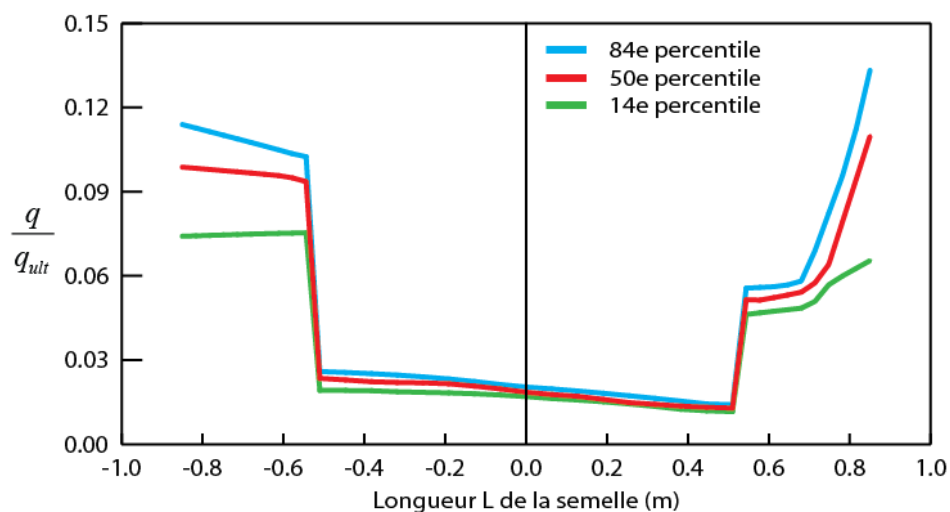


Figure 5.3.23 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.

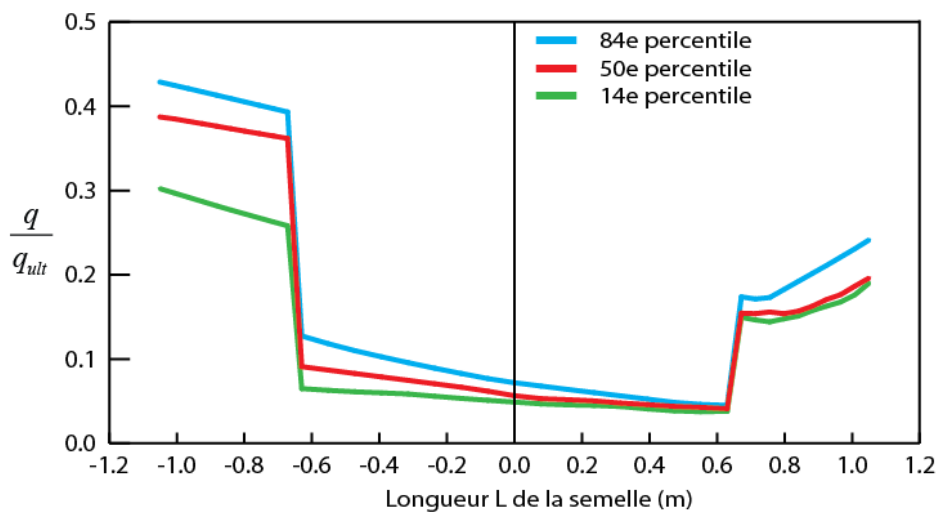


Figure 5.3.24 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.

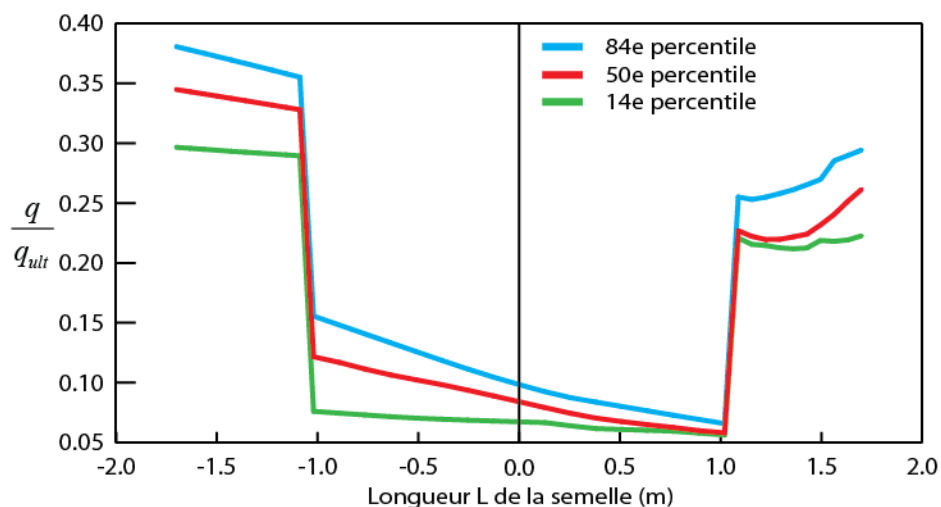


Figure 5.3.25 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.

La figure 5.3.26 illustre l'interaction entre la rotation de la semelle de fondation et le tassement vertical de celle-ci. Tel qu'il a été dit plus haut, la direction de l'effort latéral est directement liée avec la rotation de la semelle et le déplacement vertical.

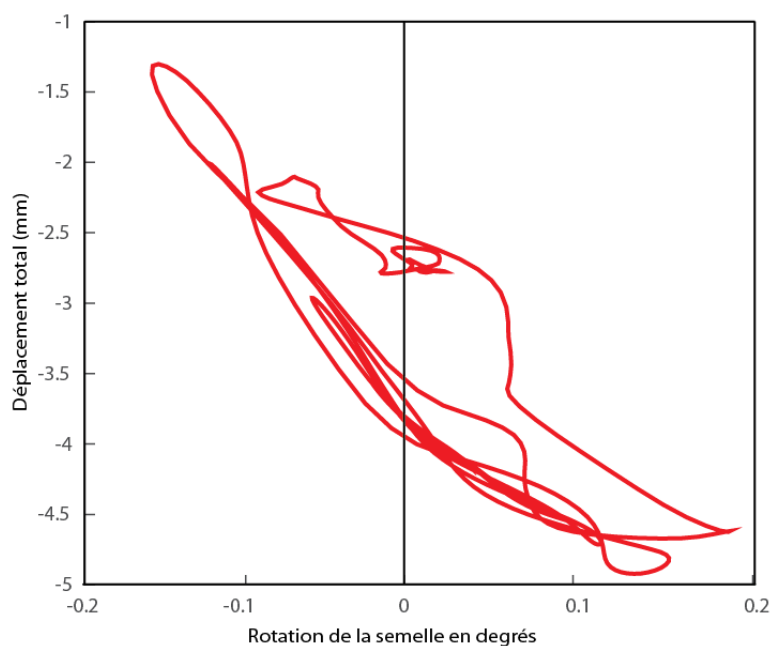


Figure 5.3.26 – Interaction entre la rotation et le tassement vertical pour la semelle de la colonne intérieure (C105) durant l'excitation sismique de l'accélérogramme « east6d1-12 ».

### 5.3.5 Discussion des résultats

- La littérature indique que la prise en compte de l'ISS augmente la période naturelle de vibration et réduit le cisaillement à la base. Ces deux effets sont effectivement observés dans les résultats et comptent pour une réduction de 16% du cisaillement à la base pour la catégorie d'emplacement « B » et de 30% pour la catégorie d'emplacement « D » lorsque les semelles de fondation sont sous-dimensionnée pour reprendre les efforts sismique latéraux (conçue pour les efforts de gravité seulement). Ces réductions baissent à 13% et à 21% respectivement pour chacune des catégories d'emplacement visées lorsque la dimension des semelles de fondation est conçue pour les efforts sismique latéraux. On observe donc moins l'effet bénéfique de l'ISS lorsque la plastification du sol est limitée, ce qui est le résultat attendu. Par ailleurs, ces résultats sont dans le même ordre de grandeur que ceux observé par Raychowdhury (2011) pour un cadre rigide en acier, soit de 30% à 60% de réduction du cisaillement à la base.
- La comparaison des périodes fondamentales de vibration et des coefficients de réduction qui y sont liés au tableau 5.3.1 par rapport à la réduction obtenue à partir des analyses TH mettent en évidence une différence entre la réduction du cisaillement à la base attendue. Alors que l'allongement de la période est très faible pour la catégorie d'emplacement « B » et que la réduction liée à l'accélération spectrale est de 2.5% à 3%, on observe en réalité une réduction de 13% à 16%. Pour la catégorie d'emplacement « D », pour une contrainte admissible de 300 kPa, la réduction estimée est de 21% à 22% alors que la réduction observée est de 21% à 30%. Pour la catégorie d'emplacement « D » et pour une contrainte admissible de 100 kPa, la réduction estimée se rapproche de la réduction observée avec 29%. Cette différence parfois importante et parfois indécélable, s'explique par le phénomène de bercement des fondations décrit par Lemieux (2014) comme étant un fusible capable de dissiper de l'énergie. La figure 5.3.22 illustre bien ce point par le soulèvement et le décollement apparent de la semelle intérieure « B500g » qui indique que les ressorts sous la semelle possèdent une rigidité nulle en traction (conformément à l'hypothèse faite durant la modélisation) et fonctionne alors comme un élément gap. Lorsqu'un décollement se produit, la période de vibration n'est plus la même puisque la structure se balance momentanément de manière libre, similaire à la plastification d'une structure.

- Les différences entre les niveaux de réduction du cisaillement à la base selon les différentes méthodes d'analyse sont également explicables par le fait qu'une analyse spectrale ne permet pas de tenir compte du décollement possible de la structure, car cette analyse est basée sur les modes de vibrations obtenus de la matrice de rigidité initiale du bâtiment. Même en prenant une matrice tangente ou sécante, il n'est pas possible d'estimer le décollement probable des semelles de fondation, puisque celui-ci est lié à la géométrie du bâtiment et est donc unique pour chaque bâtiment et chaque emplacement. La méthode d'analyse TH plus poussée permet de calculer l'état de la structure à chaque pas de temps et il est donc possible de tenir compte du décollement des fondations, tout en amenant une série d'autres problématiques.
- Les résultats de l'évaluation sismique obtenus pour les éléments structuraux en général, indiquent très clairement l'effet bénéfique de l'ISS, pour la catégorie d'emplacement « D », par une réduction importante des efforts qui rapproche davantage ceux-ci des efforts obtenus pour la structure de catégorie d'emplacement « B ». À titre de rappel, toutes les analyses pour la structure linéaire élastique considèrent un coefficient de ductilité ( $R_d$ ) de 1.5, sans faire de différence selon que le sol soit de catégorie « D » ou « B ». Puisque pour un même bâtiment, la catégorie d'emplacement change radicalement la réponse de la structure, est-il acceptable d'utiliser les mêmes coefficients de ductilité pour chacune des deux structures? Ce point sera exploré après la présentation des résultats pour la structure nonlinéaire qui donne une meilleure indication de la quantité de nonlinéarité réellement observée dans la structure.
- L'impact de la flexibilité du sol varie non linéairement sur une plage de propriétés pour le sol en question. Dans cette recherche, une plage de propriétés des sols a été identifiée afin d'obtenir une limite haute et une limite basse de rigidité et de contrainte ultime pour les analyses. Les résultats attendus liés à cette plage devraient donc suivre une tendance pour l'ensemble des paramètres de réponse étudiés, mais ce n'est pas le cas. Les figures 5.3.4 et 5.3.5 indiquent que les déplacements sont plus grands pour le sol « D300gH », alors qu'il s'agit de la limite haute de la plage de sol, soit le sol qui est le plus rigide et avec la plus grande capacité portante ultime. La littérature, ainsi que les présents résultats indiquent pourtant que l'ajout de flexibilité dans le sol augmente les déplacements (sol « FixB » < sol « B500g » < sol « FixD » < « D100gL »). Cette différence à l'intérieur de la plage « D » peut s'expliquer par la géométrie des semelles de fondation qui est fonction de la capacité portante admissible du sol. Cette géométrie variable cause une variation du bras de levier de soulèvement des fondations qui s'ajoute à la variation

de la capacité portante ultime. La figure 5.3.22 indique clairement que l'angle de rotation maximal pour la semelle intérieure du sol « D300gH » est plus grand que l'angle pour le sol « D100gL ». Cette inclinaison plus grande est donc suffisante pour produire un déplacement des étages supérieurs plus important.

- L'ajout de l'ISS résulte en une redistribution des efforts dans la structure qui sont initialement concentrés autour des nœuds encastré. Le cisaillement à la base est réduit de plus ou moins 30% pour la catégorie d'emplacement « D » avec l'ajout de l'ISS, pourtant les efforts dans les éléments P406, P306, C304 et C204 ne sont pratiquement pas réduits par rapport à la condition d'encastrement. En fait, les éléments qui sont chargés de manière critique sous la condition d'encastrement se voient d'avantage soulagés que les éléments ayant une charge acceptable initialement. Il apparaît donc que la flexibilité du sol permette à la structure de se déplacer plus librement que lorsque la rotation est contrainte par un encastrement. Les réductions observées pour la valeur médiane entre les analyses TH pour la condition d'encastrement et pour la condition avec ISS sont affichées dans le tableau 5.3.2.

Tableau 5.3.2 - Variation de l'effort dans les éléments structuraux

Catégorie d'emplacement	Éléments structuraux					
	Poutres					
	P406	P408	P306	P308	P206	P208
B	0%	11%	-1%	14%	-8%	11%
D	1%	43%	4%	53%	-19%	44%
	Colonne					
	C304	C305	C204	C205	C104	C305
B	6%	10%	4%	4%	8%	5%
D	20%	37%	11%	48%	50%	36%

- Les possibilités de relaxation de la demande en force doivent être prises avec précaution. Bien que pour la présente structure, les déplacements maximum et les déplacements interétage restent en-dessous des critères du CNBC, ceux-ci présentent tout de même une nette augmentation pour les sols plus flexibles et peuvent mener à des résultats non acceptables. De plus, l'évaluation des conditions réelles de la fondation existante est essentielle à l'obtention de résultats représentatifs. Dans la présente étude, des hypothèses sont faites quant aux

conditions aux frontières et aux propriétés des sols, mais sans être contrevérifiés sur des données réelles in-situ. Par ailleurs, de telles vérifications sont inexistantes à la connaissance de l'auteur et nécessitent davantage d'instrumentation pour être vérifiées. Les effets bénéfiques observés dans les présents résultats découlent pour beaucoup du basculement permis de la fondation. Dans un cas où la masse de sol se trouvant au-dessus de l'empattement prévient un tel basculement, les effets bénéfiques seront nécessairement moins importants. Dobry (2014) illustre d'autres cas typiques où la bonne représentation des sols est nécessaire à l'obtention d'une réponse conservatrice.

- La résistance des semelles de fondations n'a pas été prise en compte dans ce présent travail. La possibilité de soulever la fondation fait que la partie extrême de la semelle devient beaucoup plus chargée comme l'illustre les figures de déformation des semelles (figure 5.3.21 et figure 5.3.22). La plasticité du sol et sa limite ultime viennent par contre limiter l'augmentation des contraintes dans les extrémités des semelles par rapport à un sol qui serait considéré rigide, mais une vérification de ce paramètre serait nécessaire.
- La comparaison des résultats par éléments structuraux obtenus pour les critères d'acceptation du CNBC 2010 et ceux de l'ASCE 41-13 est un des objectifs du présent mémoire. Plusieurs différences méthodologiques ont déjà été exposées dans ce chapitre, mais au niveau des résultats, la différence se trouve dans le supplément d'information donné au concepteur par rapport à l'état attendu de la structure, suivant le dépassement de la limite et dans la plus grande précision d'acceptation des résultats. Le dépassement de la limite du CNBC 2010 ne permet que d'informer le concepteur qu'il est nécessaire d'apporter des modifications afin de redescendre en dessous de la limite, alors que le dépassement d'une des limites de l'ASCE 41-13 reste contextualisé par toutes les autres limites de performance et permet ainsi d'avoir une idée de niveau de dépassement et du niveau attendu de la structure. Par exemple, un élément structural qui dépasse de 1.2 fois la limite « LS », mais est à 20% du niveau « CP » est beaucoup moins critique qu'un autre élément dépassant aussi de 1.2 fois la limite « LS », mais étant à 90% du niveau « CP ».
- Le tableau ci-dessous résume les figures de résultats pour les analyses « FixD » et « Dallg » en comparant de manière booléenne si l'élément structural dépasse la limite donnée du CNBC 2010 par rapport à l'ASCE 41-13. Selon les analyses réalisées précédemment, les charges sont

donc considérée les mêmes pour chacun des critères, soit une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans. La réponse est sélectionné au 84<sup>e</sup> percentile tel que recommandé dans la littérature (Atkinson, 2009).

Tableau 5.3.3 – Comparaison des critères d’acceptation pour le CNBC 2010 et l’ASCE 41-13

Éléments	CNBC 2010		ASCE 41-13 (Condition 1)					
	LS		CP		LS		IO	
	FixD	Dallg	FixD	Dallg	FixD	Dallg	FixD	Dallg
P406	NON	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI
P408	NON	NON	NON	OUI	NON	NON	NON	NON
P306	NON	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	NON	NON
P308	NON	NON	NON	OUI	NON	OUI	NON	NON
P206	NON	NON	OUI	NON	OUI	NON	NON	NON
P208	NON	NON	NON	OUI	NON	NON	NON	NON
C304	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI
C305	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON
C204	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI
C205	NON	OUI	NON	OUI	NON	OUI	NON	NON
C104	NON	OUI	NON	OUI	NON	OUI	NON	OUI
C105	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON

\*84e percentile

- Il apparaît clair que les résultats du CNBC semblent beaucoup plus conservateurs que ceux de l’ASCE, même pour le niveau de performance le plus élevé (IO). Le CNBC permet d’utiliser une charge sismique réduite à 60%, qui n’a pas été évaluée dans le présent projet, mais qui, puisqu’il s’agit d’une analyse linéaire, réduit linéairement la demande de tous les éléments, sans tenir compte de leur origine. De cette manière, les colonnes C305 et C205 pourraient être considérées comme acceptables, alors que tous les niveaux de performance du ASCE montrent différemment. Cette possibilité, bien que logique pour l’application du cisaillement à la base, peut être non conservatrice si également jumelée à des coefficients de ductilité et autre coefficients de réduction de la charge.
- Davantage d’analyses pourraient être réalisées afin de mettre en évidence la comparaison entre le critère de 60% du CNBC et l’ASCE 41-13. De plus, cette comparaison pourrait également être faite pour différents niveaux d’aléa sismique autant pour l’ASCE 41-13 que pour le CNBC afin de documenter le niveau de performance comparatif offert par les critères d’acceptation du CNBC. En raison du manque de données pour des niveaux d’aléa sismique différents de 2% en



50 ans, il n'est pas possible de faire d'interpolation entre les résultats de l'ASCE et l'aléa sismique correspondant pour le même niveau performance pour le CNBC.

## **5.4 Réponse de la structure nonlinéaire**

Cette seconde section de résultats traite des données extraites à partir des analyses TH pour une superstructure modélisée de manière nonlinéaire et un sol également nonlinéaire. La principale différence avec la section précédente est donc l'utilisation d'éléments finis de type fibre, tel que présenté dans la section modélisation, qui permet de tenir compte de la déformation plastique dans le modèle numérique. La modélisation du sol reste la même que pour les analyses précédentes, soit l'utilisation de ressorts nonlinéaires. Encore une fois, les résultats globaux sont présentés, puis les critères d'évaluation, les résultats pour les éléments structuraux nonlinéaires du modèle numérique et finalement la réponse du sol.

### **5.4.1 Réponse globale de la structure**

Les résultats globaux ne présentent que les résultats des analyses TH. Le cisaillement à la base est calculé comme étant la distribution des valeurs maximales obtenues pour chaque analyse produite avec chaque accélérogramme différent. Il s'agit donc de la même méthode que précédemment, avec comme différence que cette fois-ci, aucun facteur de ductilité  $R_d$  et  $R_o$  ne sont inclus comme coefficient de réduction pour l'accélérogramme puisque le modèle est capable de simuler la ductilité. Le facteur d'importance de 1.3 est conservé afin d'assurer la compatibilité entre les efforts soumis à la structure dans les analyses linéaires et les analyses nonlinéaires.

Les figures 5.4.1 et 5.4.2 présentent le cisaillement à la base obtenu pour chaque condition aux frontières et pour chaque catégorie d'emplacement ainsi que pour les différentes dimensions de semelles. Les valeurs présentées sont nettement supérieures à celles obtenues pour les résultats élastiques. Cette différence peut s'expliquer par une plus grande rigidité initiale de la superstructure en raison de la modélisation par fibre. Cette piste est explorée dans la discussion.

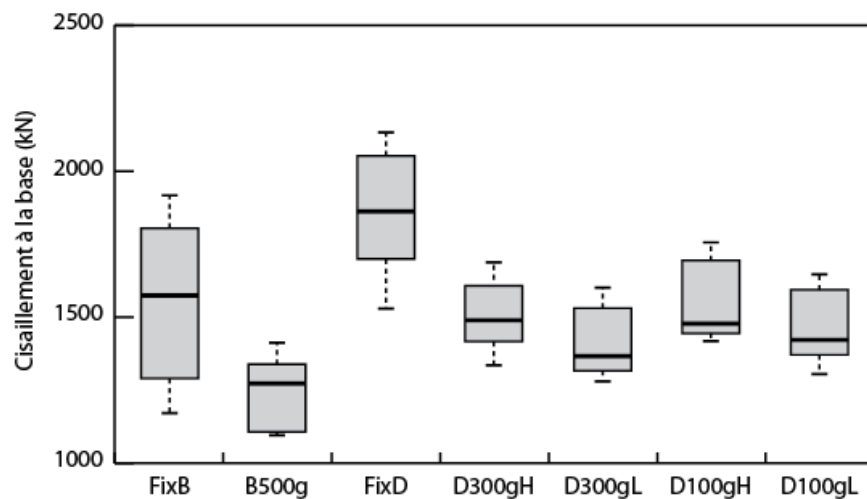


Figure 5.4.1 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles conçu uniquement pour la charge de gravité.

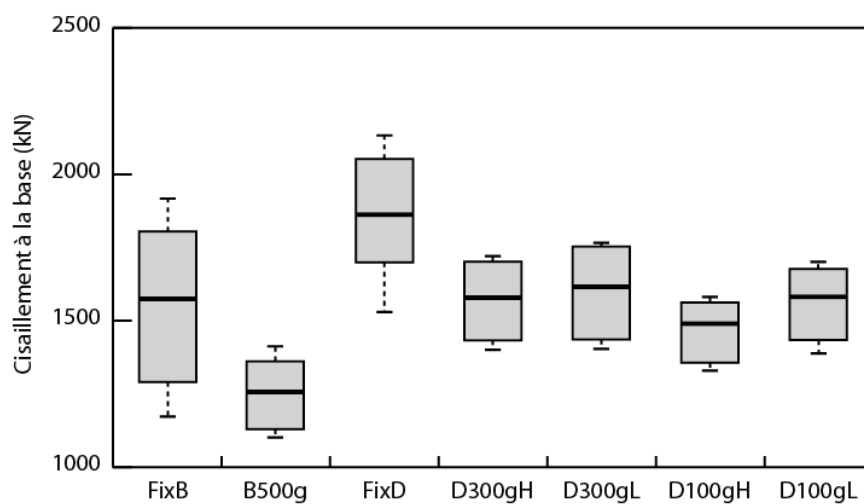


Figure 5.4.2 – Cisaillement à la base pour les méthodes d’analyses TH incluant l’ISS pour les semelles conçu pour la charge latérale.

Les figures 5.4.3, 5.4.4, 5.4.5 et 5.4.6 présentent les déplacements horizontaux et déplacement interétage maximums. Ces déplacements sont sensiblement supérieurs à ceux trouvés pour les analyses élastiques.

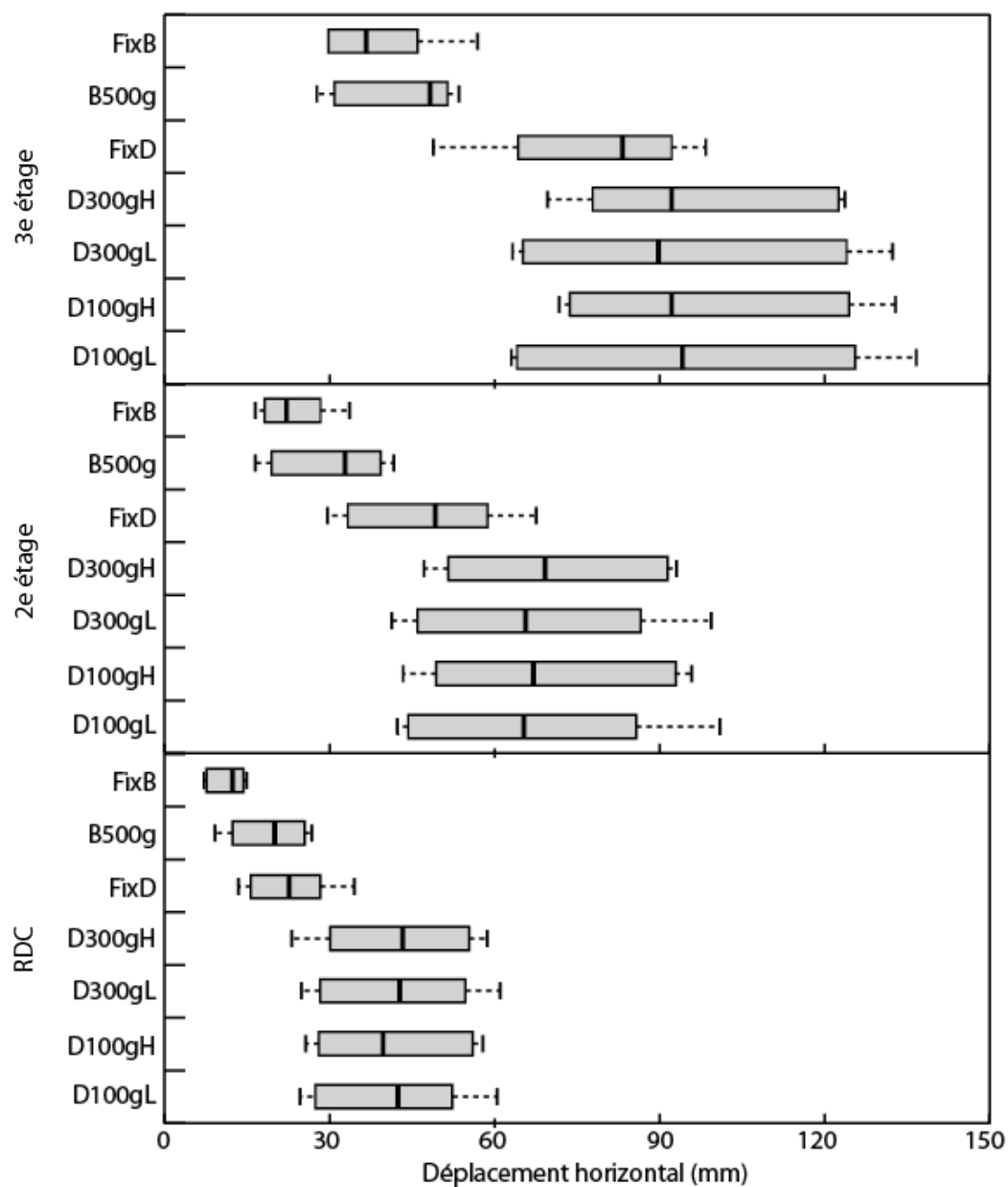


Figure 5.4.3 – Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses nonlinéaire.

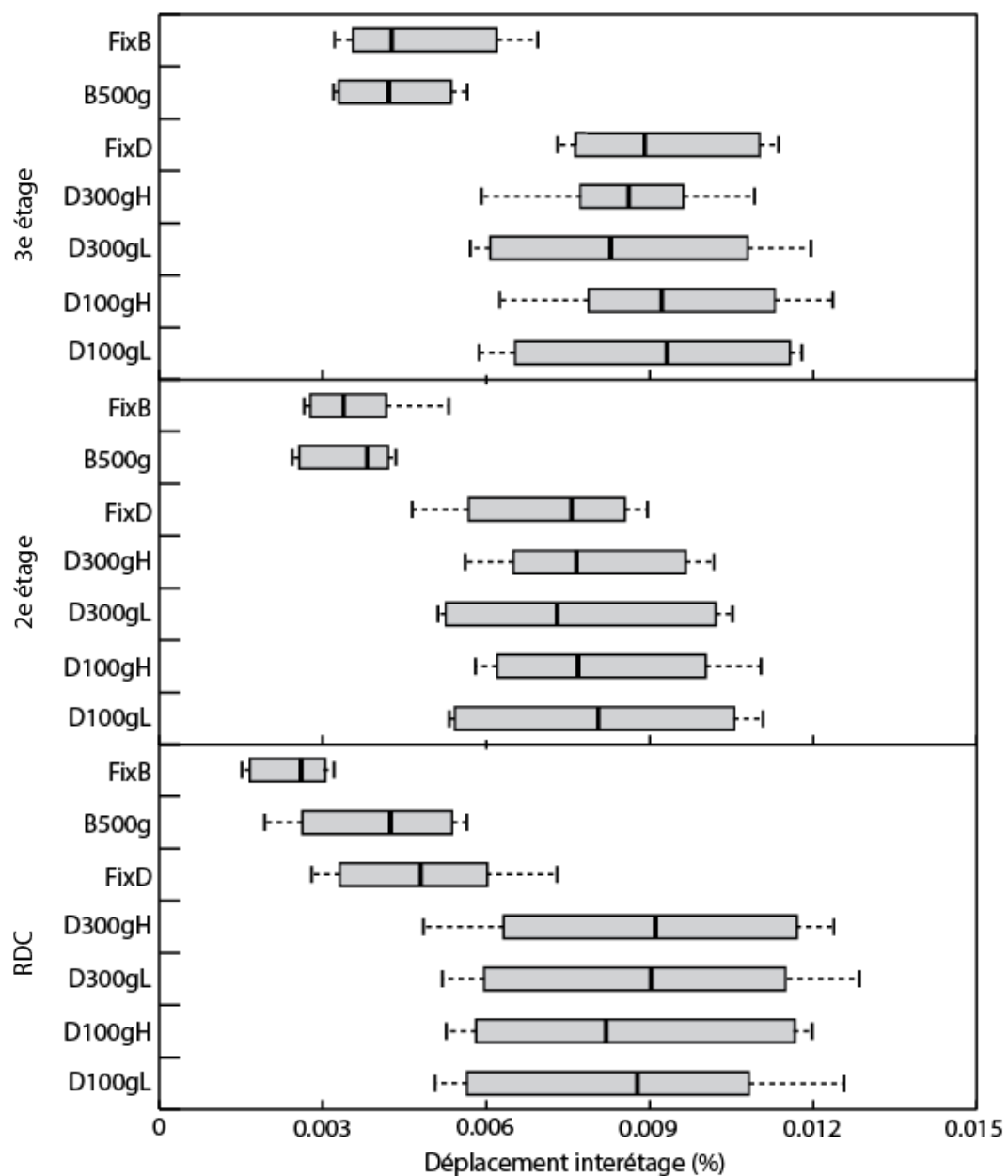


Figure 5.4.4 – Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d’analyses nonlinéaire.

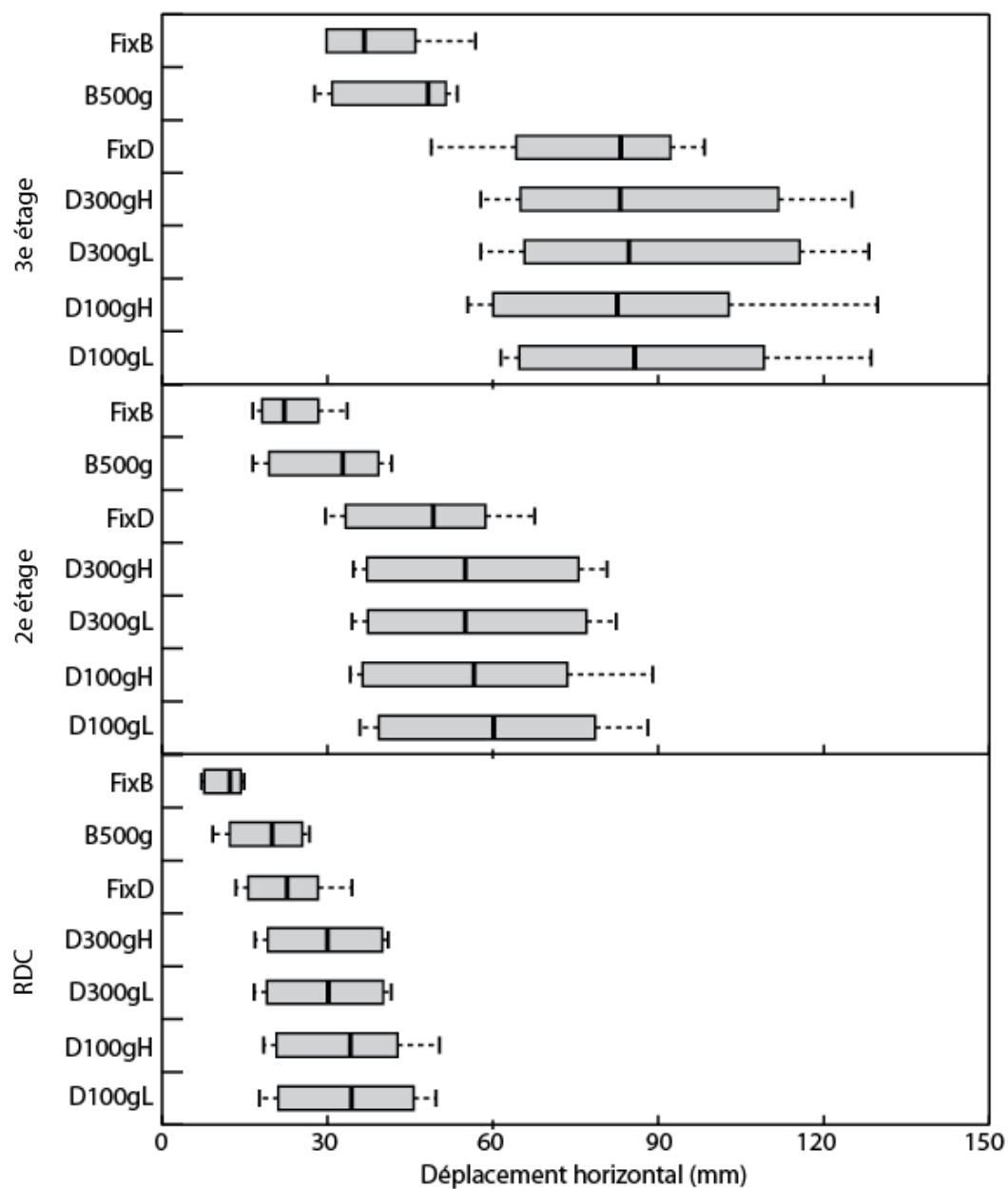


Figure 5.4.5 - Déplacement horizontaux maximum de chaque étage pour les méthodes d'analyses nonlinéaire TH avec l'ISS.

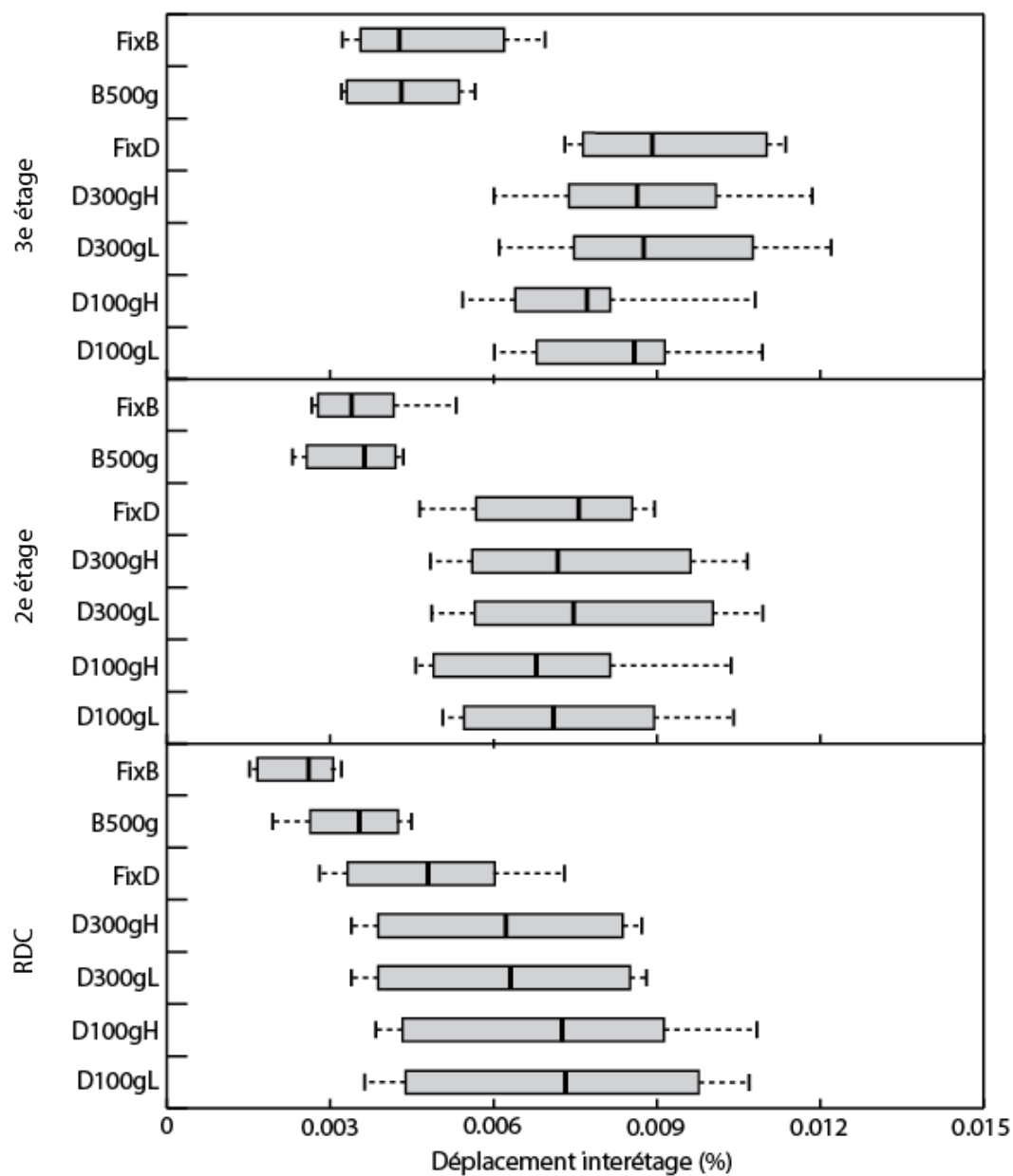


Figure 5.4.6 - Déplacement interétage maximum entre chaque étage pour les méthodes d'analyses nonlinéaire TH avec l'ISS.

## 5.4.2 Critères d'acceptation plastique

### 5.4.3 ASCE 41-13

Cette section complète la méthode d'évaluation sismique introduite pour la norme américaine ASCE 41-13 dans la section précédente. Les critères d'acceptation nonlinéaires sont présentés ici pour les deux éléments nonlinéaires modélisés dans la structure : poutres et colonnes.

Pour les poutres et les colonnes, puisqu'il s'agit d'éléments structuraux primaires dont la défaillance est contrôlée par la déformation, le critère d'acceptation évalué est la rotation plastique maximale. Celle-ci a été définie et calculée comme étant la rotation maximale, moins un seuil de rotation qui mène à la plastification de l'acier d'armature. Le seuil de rotation est différent pour chaque poutre en raison des profondeurs et des quantités d'acier d'armature différentes. Ensuite, l'ASCE 41-13 fournit une série de tableaux très similaires à ceux utilisés pour trouver les facteurs « m », mais pour identifier des angles de rotation plastique maximum correspondant. Les conditions de défaillance et les propriétés des éléments structuraux sont les mêmes afin d'assurer la cohérence de la méthode et différentes rotations plastiques sont identifiées pour les différents niveaux de performance identifiés précédemment : occupation immédiate (IO), sécurité civile (LS) et prévention de la ruine (CP). L'application du critère d'acceptation nécessite simplement que la rotation plastique calculée par le modèle numérique soit plus petite que la rotation maximale acceptable selon le niveau de performance. Le critère d'acceptation nonlinéaire est plus simple que pour les analyses linéaires en raison de la sophistication du modèle nonlinéaire et des résultats disponibles.

De plus, il a été considéré que pour le calcul de la force appliquée, le facteur d'importance du CNBC de 1.3 pour les établissements scolaires, comme le présent bâtiment, ne serait pas appliqué. Ce critère avait été jusqu'à maintenant appliqué pour toutes les analyses afin d'assurer la compatibilité des comparaisons et des efforts statiques au sol entre les différentes normes de construction, mais dans le cas présent, il est jugé que ce critère viendrait exagérer la réponse nonlinéaire de la structure.

#### 5.4.4 Résultats d'évaluation sismique pour les éléments structuraux

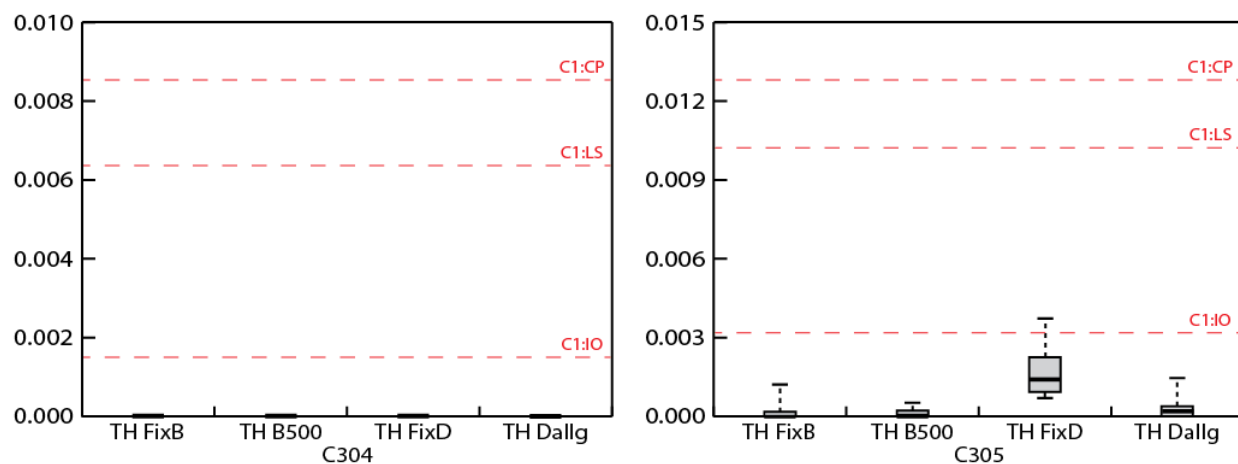


Figure 5.4.7 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C304 et C305 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.

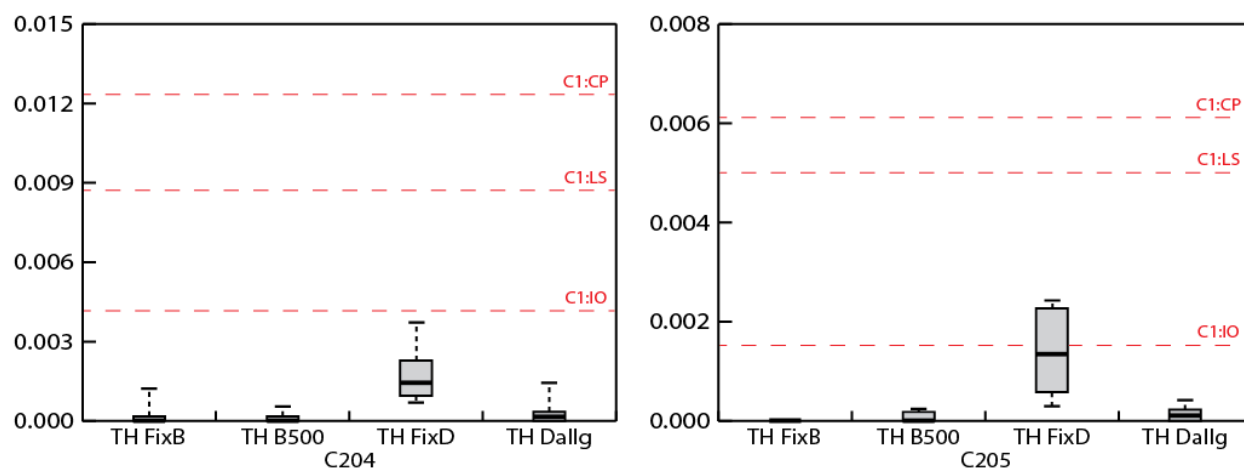


Figure 5.4.8 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C204 et C205 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.



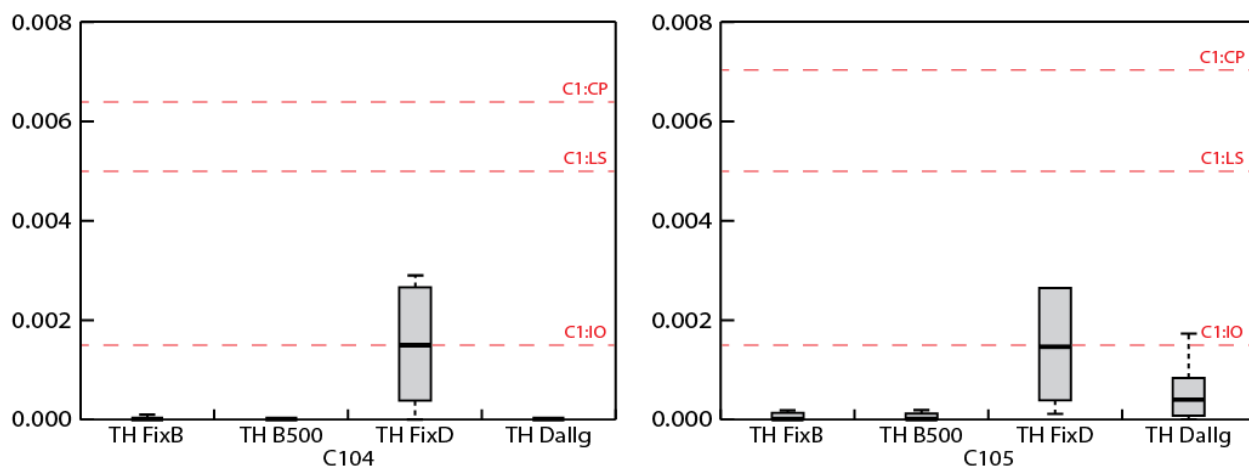


Figure 5.4.9 – Rotation plastique et limites de rotation pour les colonnes C104 et C105 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.

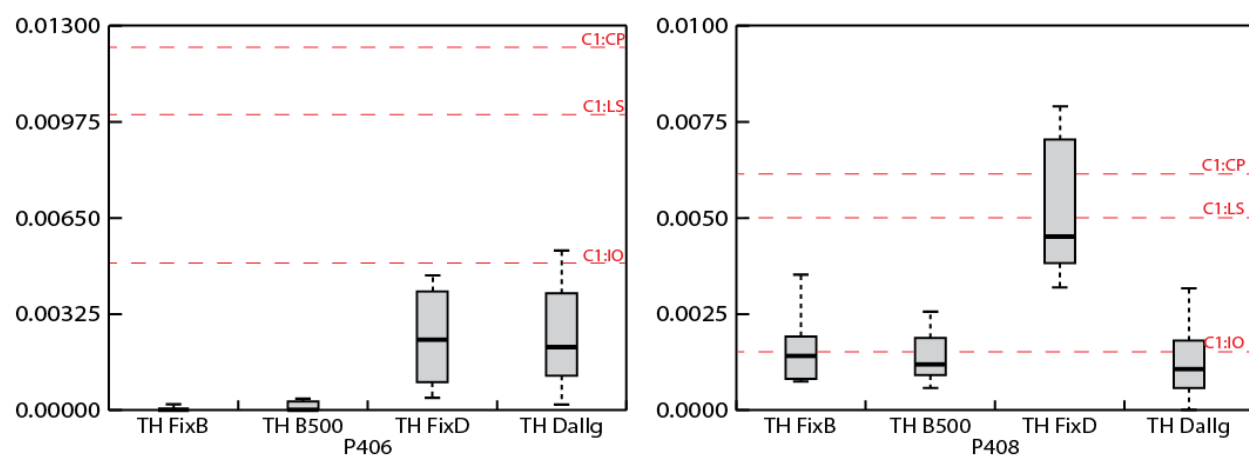


Figure 5.4.10 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P406 et P408 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.

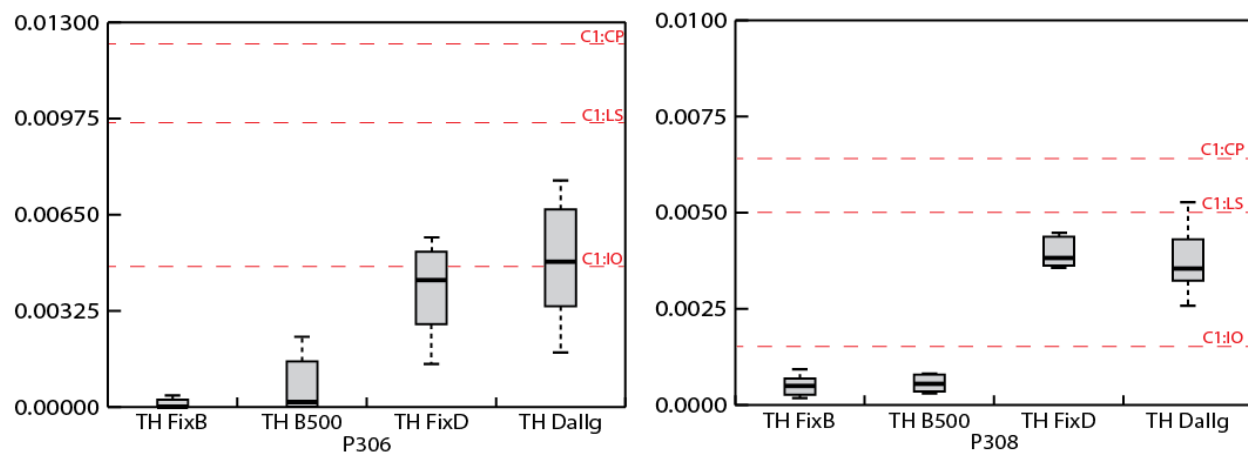


Figure 5.4.11 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P306 et P308 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.

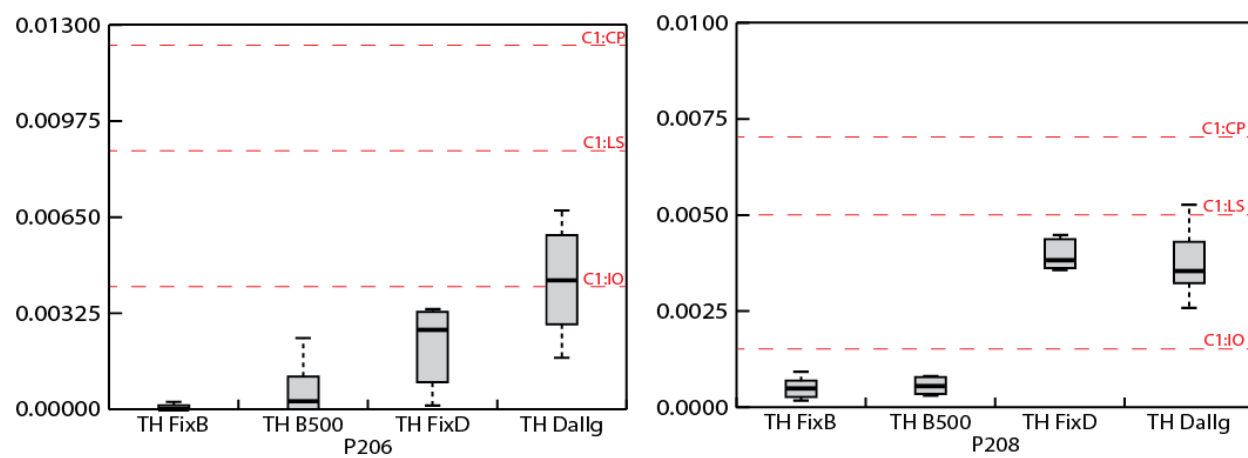


Figure 5.4.12 – Rotation plastique et limites de rotation pour les poutres P206 et P208 pour les analyses nonlinéaire TH uniquement.

### 5.4.5 Tassements et contraintes dans les sols

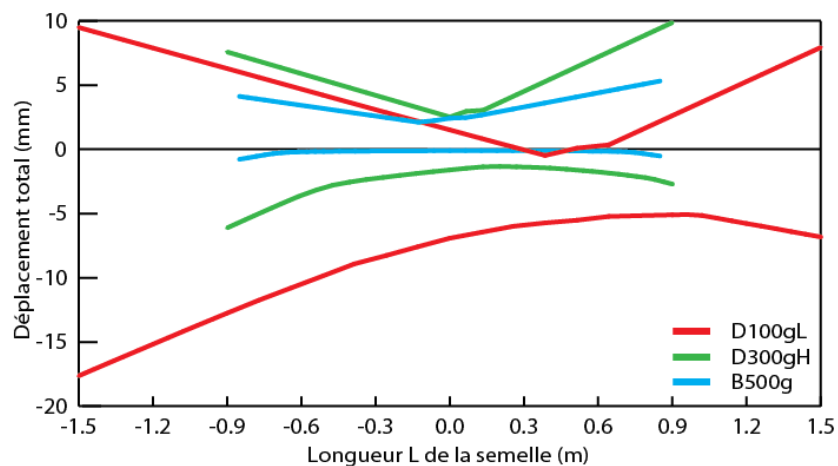


Figure 5.4.13 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne extérieure (C104 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique.

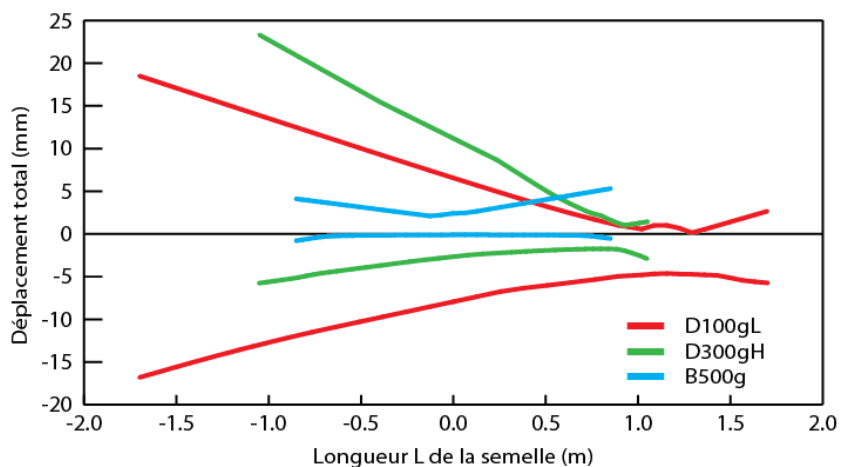


Figure 5.4.14 – Tassement vertical total maximal de la semelle sous la colonne intérieure (C105 type) du côté gauche. Le côté droit est symétrique.

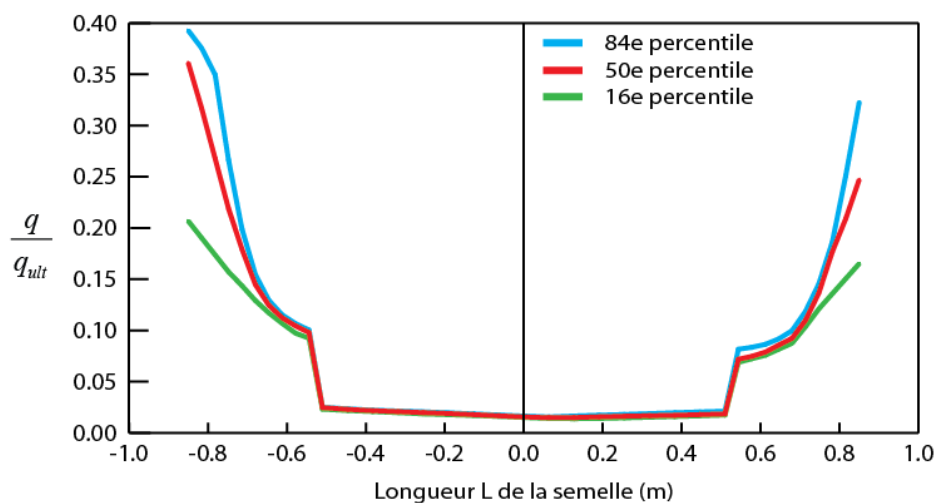


Figure 5.4.15 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.

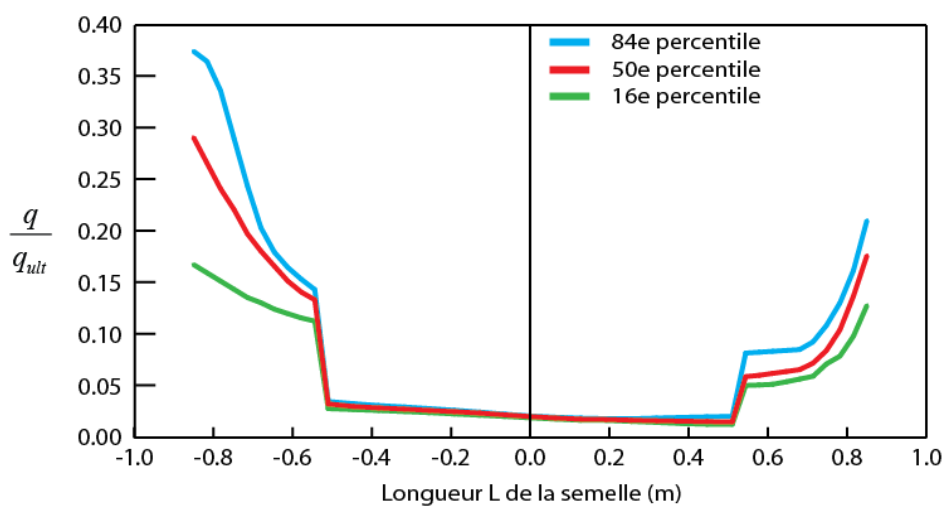


Figure 5.4.16 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « B500g ». Le côté droit est symétrique.

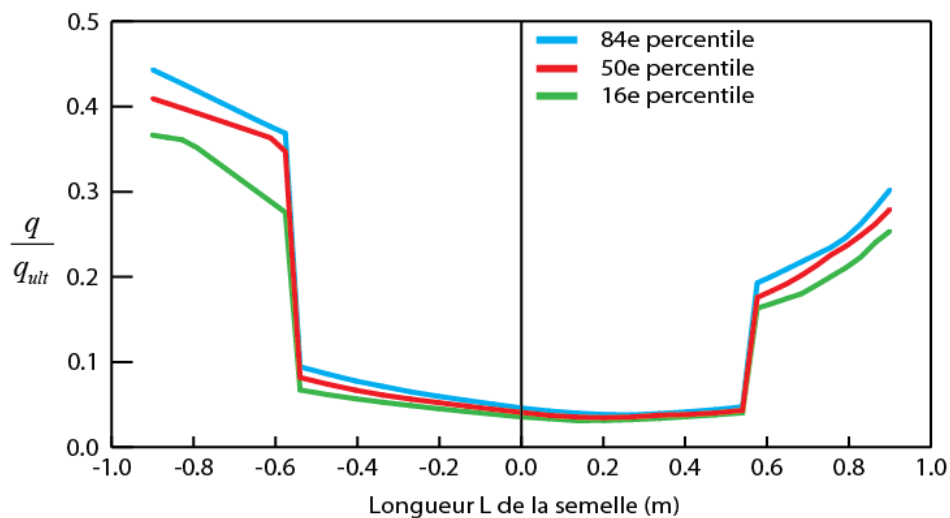


Figure 5.4.17 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « D300gH ». Le côté droit est symétrique.

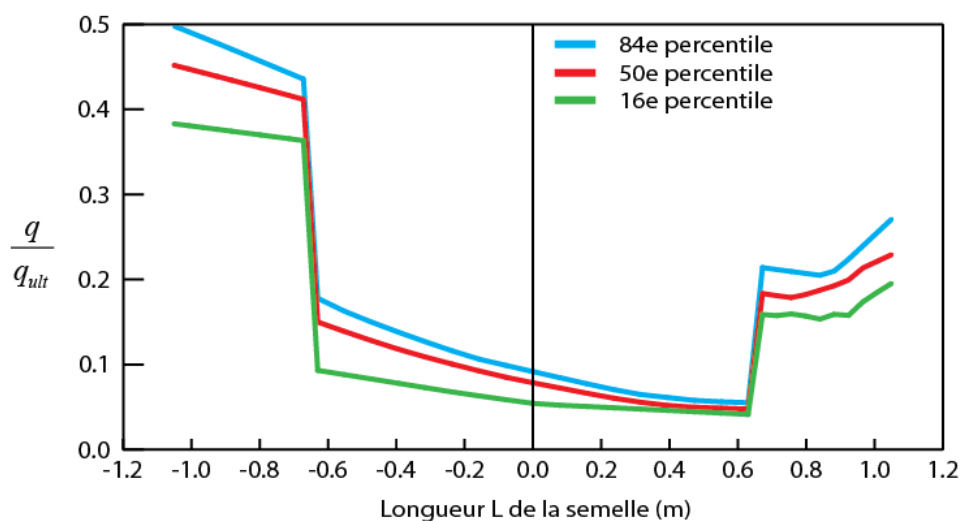


Figure 5.4.18 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « D300gH ». Le côté droit est symétrique.

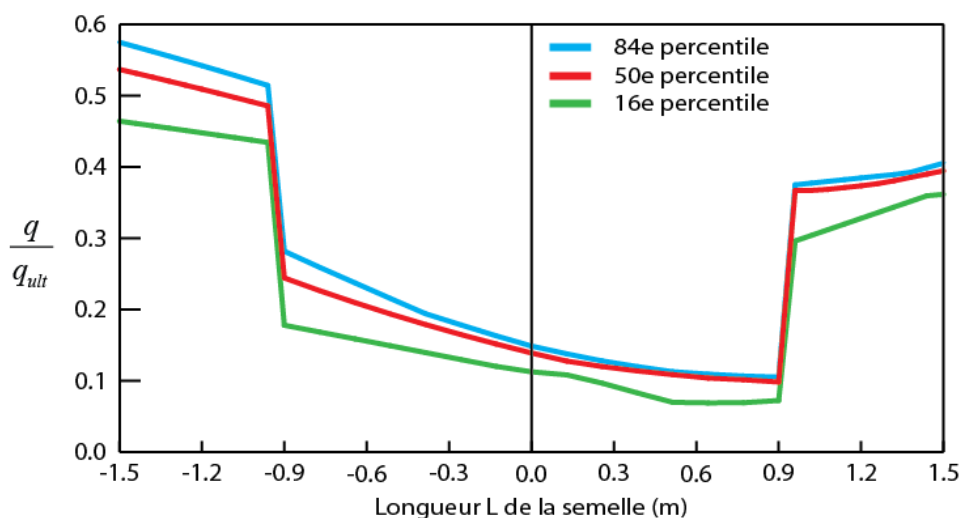


Figure 5.4.19 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle extérieure (C104 type) du côté gauche pour le sol « D100gL ». Le côté droit est symétrique.

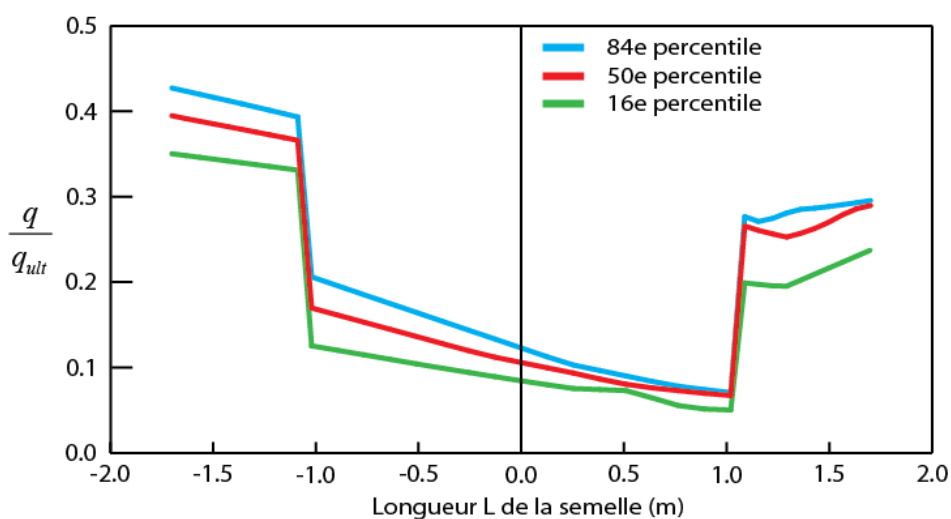


Figure 5.4.20 – Contrainte verticale maximale dans les ressorts de la semelle intérieure (C105 type) du côté gauche pour le sol « D100gL ». Le côté droit est symétrique.

### 5.4.6 Discussion des résultats

- Le cisaillement à la base obtenu par la superstructure élastique est de l'ordre de deux fois plus petit que celui obtenu par la superstructure nonlinéaire. Cette différence notable, est plus importante pour la catégorie d'emplacement « B » considérant un encastrement au sol que pour tout autre cas d'analyse. Deux éléments d'importance peuvent expliquer ce gradient de différence. Les facteurs de ductilité utilisés pour le calcul du cisaillement à la base de la MSE

et l'inertie fissurée des sections de béton armé. Dans chacun des deux cas, les coefficients utilisés reflètent des valeurs typiques utilisées en pratique.

- Pour les facteurs de ductilité, les valeurs 1.5 et 1.3 (soit 1.95) sont les valeurs minimales pour une structure de béton conçue selon les règles de l'art. Une analyse de type « pushover » réalisée sur la superstructure sans ISS permet néanmoins de trouver que pour un niveau de cisaillement à la base d'environ 750 kN, soit la valeur pour l'analyse élastique avec une catégorie d'emplacement « B », la ductilité observée sur la structure est en fait de 1.3. C'est-à-dire qu'en utilisant la théorie plastique des déformations semblables (figure 5.4.21), la courbe rouge qui représente une courbe de force-déformation devrait normalement s'approcher d'une asymptote pour la force alors que les déformations augmentent rapidement, d'une valeur 1.95 fois plus petite que si la structure ne permettait pas de déformation plastique. Les résultats sommaires de l'analyse « pushover » indiquent pourtant qu'à faible force, ce n'est pas cette ductilité qui est observée pour le bâtiment. Ce résultat est logique puisque le bâtiment n'a initialement pas été conçu pour un niveau de force différent selon que celui-ci se trouve sur une catégorie d'emplacement « B » ou « D ». Le spectre de conception pour une catégorie d'emplacement « B » étant beaucoup plus faible en accélération spectrale, la ductilité dans la structure n'est pas présente et l'amplification dynamique n'est pas restreinte. C'est aussi pourquoi le cisaillement à la base observé pour la même condition d'encastrement, mais avec une catégorie d'emplacement « D », le cisaillement à la base n'est que 1.3 fois plus élevé.

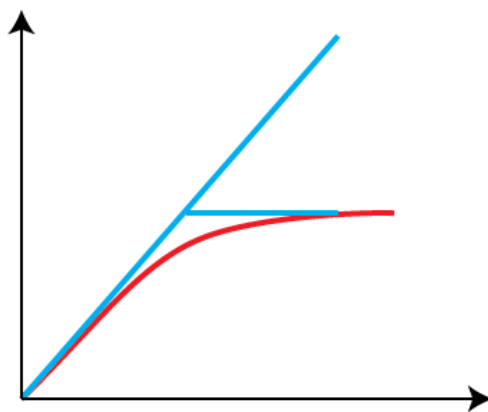


Figure 5.4.21 – Comparaison du principe de déformation semblable avec résultats d'analyse de type « pushover ».

- Pour l'inertie fissurée, le même constat peut-être fait. Si la structure est la même, mais que l'onde sismique incidente affectant cette structure n'est qu'une fraction de celle affectant l'autre, on ne peut s'attendre à avoir la même fissuration dans les deux cas. De plus, la différence majeure entre le modèle linéaire pour la superstructure et le modèle nonlinéaire est que la modélisation par fibre tient compte de la fissuration de manière interne, par la rupture du béton en traction, au niveau des points d'intégration. Dans le premier cas, l'inertie fissurée est donc imposée selon les valeurs typiques rencontrées pour chaque type d'éléments structuraux et recommandée dans la norme de béton et dans le second cas, l'inertie fissurée est calculée selon les efforts imposés à la structure.
- L'effet de la rotation des semelles de fondation est clairement identifiable sur les figures 5.4.3 et 5.4.4 qui indiquent un déplacement maximal au troisième étage environ équivalent pour les conditions avec ISS et la condition d'encastrement. Pour la condition d'encastrement, le déplacement maximal augmente progressivement à chaque étage, alors que pour les conditions avec ISS, le premier étage possède déjà un déplacement important. Cette même remarque est visible sur les déplacements interétage où pour le premier étage, le pourcentage de déplacement est très élevé. La réponse de la structure peut être comparée avec une condition de rotule à la base des colonnes.
- La vérification des critères d'acceptation indique que tous les critères sont respectés, sauf pour la poutre intérieure du 3<sup>e</sup> étage pour laquelle la rotation plastique du 84<sup>e</sup> percentile dépasse la limite imposée. Puisque pour plusieurs éléments structuraux la plasticité n'est pas toujours observée, il peut être nécessaire d'effectuer une vérification de la section pour les forces sismiques enregistrées. Dans un tel cas, les forces enregistrées sont comparées avec les résistances pondérées des éléments sans ajouter de facteurs « m ».
- La demande en ductilité des éléments est modifiée lorsque l'ISS est considéré. Cette modification est bénéfique pour 6 des 12 éléments, neutre pour 4 des 12 éléments et nuisible pour les 2 derniers éléments observés. Ce résultat souligne l'importance de tenir compte de tous les facteurs influençant la réponse dynamique de la structure, puisque tel que partagé par Mason et al. (2013), l'exclusion des effets de l'ISS ne mène pas nécessairement à une conception conservatrice.



## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre résume les études réalisées et récapitule les principaux résultats et limitations de la recherche. Des recommandations pour des recherches futures sont également énoncées.

### 6.1 Résumé

La prise en compte de l'interaction sol-structure est caractérisée par une réponse globale plus faible de la structure en raison de la flexibilité du sol. Les structures existantes démontrent souvent un comportement non conforme sous les charges sismiques en raison de leur déficit en résistance par rapport au cisaillement à la base utilisé lors de leur conception et d'un manque de ductilité. Une évaluation sismique de la structure permet de mettre en évidence les éléments structuraux problématiques et les déficiences d'un bâtiment, mais peu d'études portent sur la prise en compte de l'impact de l'ISS sur l'évaluation structurale. L'objectif principal de ce projet était donc d'étudier et de comparer la réponse sismique d'une structure existante typique des bâtiments de l'Est canadien, en considérant un sol (ou une sous-structure) très flexible et un autre plus rigide, et en incorporant les recommandations de la norme canadienne versus la norme américaine en évaluation sismique. L'atteinte de cet objectif a également permis la réalisation des travaux suivants:

- Développement d'un modèle numérique sur OpenSEES comprenant des éléments linéaire et nonlinéaire pour les colonnes et les poutres.
- Calibration du modèle numérique de la superstructure avec l'expérience de Filiatrault et al. (1998).
- Comparaison des recommandations des normes canadiennes et américaines pour l'évaluation sismique de la structure.
- Étude du comportement nonlinéaire du sol pour les différentes catégories d'emplacement sélectionnées.

La première étape de cette recherche a été de réaliser une revue de la littérature sur les deux sujets principaux de cette étude, soit la réalisation d'une évaluation sismique et l'inclusion de l'interaction sol-structure dans la modélisation du bâtiment. Cette revue a permis de mettre en évidence les différences fondamentales entre la procédure canadienne par rapport à la procédure américaine en termes d'évaluation sismique. La revue introduit également le concept d'interaction sol-structure

dans son ensemble, ses avancées historiques, ses méthodes de solutions et le processus de modélisation utilisé dans la présente recherche : la méthode « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » (BNWF).

Une étude a été menée pour assurer la représentativité du bâtiment fictif à étudier. Une base de données contenant les types de structures et les dates de construction pour plus de 400 écoles de Montréal a été consultée pour choisir un bâtiment représentatif des constructions existantes de l'Est canadien. Une structure de trois étages à cadre rigide en béton armé située dans la ville de Québec est conçue selon le CNBC 1965. La conception est réalisée à l'aide du logiciel ETABS. Une étude de l'évolution du cisaillement à la base de conception a permis de choisir la version de la norme de conception.

Un total de 22 accélérogrammes ont été sélectionnés et étalonnés selon la méthode d'Atkinson, soit 11 pour chaque catégorie d'emplacement étudiée. Ces accélérogrammes sont choisis pour des scénarios de magnitude et de distance hypocentrale qui contribuent de manière significative à l'aléa sismique de la ville de Québec.

La modélisation de la superstructure est réalisée dans le logiciel OpenSEES en deux dimensions. Le cadre intérieur transversal du bâtiment est sélectionné. Deux modèles numériques sont conçus soit un premier avec des éléments élastiques et un second avec des éléments fibre nonlinéaire. Des zones de confinement sont définies dans les éléments fibre et les effets de deuxième ordre sont pris en compte par l'ajout d'une colonne de gravité. Des éléments joints poutre-colonne n'ont pas pu être implémentés en raison de manque de temps. La modélisation du sol est réalisée selon la méthode BNWF. Des semelles isolées rattachées directement au nœud bas des colonnes sont utilisées pour les fondations. Des ressorts nonlinéaires sont disposés à intervalles réguliers et sont calibrés sur les propriétés des sols calculés selon la catégorie d'emplacement sélectionnée.

Finalement, des analyses temporelles nonlinéaires sont réalisées pour chacun des deux types de sol, avec chacune des modélisations linéaires et nonlinéaires pour la structure, avec chacune des deux dimensions pour les semelles de fondations (normales et sous-dimensionnées) et avec les différentes conditions aux frontières du sol. Une évaluation sismique est ensuite réalisée pour comparer la réponse sismique avec le critère d'acceptation pour chacune des membrures de la structure et pour chacune des normes étudiées.

Ces travaux de recherche se sont limités à l'étude d'un cadre rigide en béton armé sans maçonnerie encastrée et ne prétendent pas représenter les phénomènes observables lorsqu'un bâtiment contient de tels éléments structuraux. La recherche s'est également limitée à l'étude de l'interaction sol-structure en utilisant le modèle BNWF sans tenir compte des effets de l'interaction cinématique.

## 6.2 Conclusions

L'étude effectuée a permis de formuler les conclusions suivantes :

- La recherche faite pour concevoir le bâtiment fictif met en évidence les différents styles structuraux utilisés dans le courant des époques dans l'Est canadien. Bien que la base de donnée utilisée ne contienne que des écoles de Montréal, les contraintes et connaissances sont nécessairement similaires ou proches pour l'Est canadien et constituent un bon point de départ pour des futurs travaux.
- L'inspection des plans structuraux de quelques écoles de Montréal a permis de mettre en évidence le fait que plusieurs fondations n'étaient pas initialement conçues pour des charges latérales en raison de leur forme. Pour cette raison, les analyses dans cette recherche ont considéré deux cas, dont un avec des fondations sous-dimensionnées.
- Le modèle de cadre rigide développé sur OpenSEES avec des éléments fibres permettant la nonlinéarité distribuée pour les poutres et les colonnes reproduit fidèlement le comportement de la structure en béton armé pour un accélérogramme de faible intensité, lorsque validé avec l'expérience de Filiatrault et al. (1998). L'utilisation d'un élément spécifique pour le joint poutre-colonne est toutefois nécessaire pour mieux représenter le comportement de la structure sous des intensités sismiques plus fortes. Il est à noter que la réponse de la structure est sensible au calcul de la zone confinée du béton et des propriétés mécaniques de la zone confinée pour les colonnes. L'application des recommandations Chang & Mander (1994) pour les zones confinées permettent d'obtenir des résultats vérifiables expérimentalement.
- Les effets initialement attendus de l'ISS, soit l'allongement de la période de vibration et la réduction du cisaillement à la base, sont effectivement observés à un niveau allant jusqu'à 22% et 30% respectivement pour le sol flexible sur les semelles de fondations sous-dimensionnées. Les effets de l'ISS sont logiquement plus importants pour les semelles de fondation sous-

dimensionnées en raison de l'augmentation du basculement possible des semelles et en raison de l'augmentation de la plasticité dans le sol, aidant à dissiper plus d'énergie.

- L'introduction de l'ISS dans l'analyse permet une réduction significative de la demande en force pour l'analyse linéaire des colonnes du cadre rigide. Cette réduction qui atteint 50% pour la colonne intérieure du premier étage vient principalement de la possibilité pour les fondations de se soulever et d'ainsi réduire la traction dans les colonnes. Un effet similaire est observé dans les analyses nonlinéaires avec une importante réduction de la demande en ductilité pour les colonnes.
- La comparaison de l'impact de l'ISS pour les différentes catégories d'emplacement choisies révèle que pour une catégorie « B », l'impact est très faible. Une analyse conventionnelle du CNBC 2010, où le sol est considéré parfaitement rigide est donc une approximation conservatrice de la réalité. Pour la catégorie « D », l'impact est plus important et ne peut facilement être classé comme conservateur. La réduction de l'effort de cisaillement à la base sera effectivement plus bas, mais l'augmentation des déplacements et la variation de la distribution des efforts nécessite une analyse nonlinéaire afin de quantifier l'impact.
- Des différences importantes existent entre l'application des recommandations du CNBC 2010 par rapport à celles de l'ASCE 41-13. Le CNBC 2010 est d'abord conçu pour la conception de bâtiment neuf et fournit donc uniquement des critères d'acceptation de résistance et des recommandations techniques pour assurer la ductilité. Pour une structure existante, aucune recommandation ne permet de connaître la ductilité escomptée et il est donc difficile d'évaluer la réduction d'effort à appliquer au cisaillement élastique. Le CNBC 2010 ne fournit également aucun critère d'acceptation pour les déplacements plastiques ou la demande en ductilité.

### 6.3 Recommandations

- La comparaison des résultats obtenus dans cette recherche par la méthode BNWF pour l'évaluation sismique d'une structure devrait être réalisée avec d'autres méthodes plus ou moins complexes pour assurer la précision des résultats.
- Des essais expérimentaux à échelle réelle visant à caractériser le comportement d'un cadre rigide seraient nécessaires à la validation des études numériques réalisées ici. Ces essais

pourraient également valider les résultats de calibration réalisés en centrifugeuse de la méthode BNWF.

- Une initiative canadienne similaire à l'ASCE 41-13 devrait être réalisée pour guider les ingénieurs canadiens dans la réalisation d'évaluations sismiques. Il serait essentiel d'avoir des références canadiennes pour l'utilisation de critères d'acceptation calibrés sur le CNBC et pour avoir des critères basés sur les déplacements. Une initiative récente financée par le CRSNG, le Réseau canadien pour la recherche parasismique (RCRP), a poussé dans cette direction par plusieurs travaux de recherche et devrait prochainement soumettre un guide.
- Dans un contexte appliqué de génie-conseil, il serait essentiel de tenir compte de l'effet de l'ISS pour des bâtiments situés sur des catégories d'emplacement susceptibles de présenter une importante différence avec l'hypothèse d'encastrement typiquement utilisé. En raison de l'unicité de chaque bâtiment et de chaque sol, il est impossible de savoir si la réponse de chaque élément structural sera toujours bénéfique, bien que de manière globale, le cisaillement à la base soit inférieur.

Par ailleurs, tous les effets d'interaction devraient être considérés, dont les effets d'interaction structure-sol-structure (ISSS) discutée dans la revue de littérature.

- Les analyses présentées dans ce mémoire pourraient être reprises, mais en incluant l'effet de l'encastrement des fondations dans le sol flexible à l'aide de ressorts nonlinéaires latéraux sur la hauteur d'un mur de fondation.

## BIBLIOGRAPHIE

- ActiveState. (2015). Komodo Edit. [Logiciel]. Retrieved from <http://komodoide.com/komodo-edit/>
- Adams, J., & Basham, P. (1989). The seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera. *Geoscience Canada*, 16(1).
- Allen, D. E. (1995). *Guideline for Seismic Upgrading of Building Structures*. National Research Council Canada. Ottawa: Institute for Research in Construction.
- Allen, D. E., Rainer, A. M., & Jablonski, J. H. (1992). *Guidelines for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*. National Research Council Canada. Ottawa: Institute for Research in Construction.
- Allen, D. E., & Rainer, J. H. (1995). Guidelines for the seismic evaluation of existing buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(3), 500–505. <http://doi.org/10.1139/195-058>
- Atkinson, G. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 national building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991–1000. <http://doi.org/10.1139/L09-044>
- Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Koboevic, S., Léger, P., & Tremblay, R. (2015). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Canadian Association for Earthquake Engineering.
- Bielak, J. (1974). Dynamic behaviour of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(3), 259–274.
- Borowicka, H. (1943). Über ausmittig belastete, starre Platten auf elastischem Untergrund. *Ingenieur-Archiv*, XIV, Band, 1 (Heft, S.1–8).
- Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., & Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750–759. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(750\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(750))
- Boussinesq, V. J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars, Imprimeur-Libraire.

- Bycroft, G. N. (1956). Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-Infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 248(948), 327–368. <http://doi.org/10.1098/rsta.1956.0001>
- Canadian Geotechnical Society. (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. Canadian Geotechnical Society.
- Celik, O. C., & Ellingwood, B. R. (2008). Modeling beam-column joints in fragility assessment of gravity load designed reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(3), 357–381. <http://doi.org/10.1080/13632460701457215>
- Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1-evaluation of seismic capacity.
- Charney, F. A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 581–592.
- Cheung, M., Foo, S., & Granadino, J. (2000). *Seismic Retrofit of Existing Buildings: Innovative Alternatives*. Public Works & Government Services Canada.
- CNRC. (1965). Code national du bâtiment, Canada 1965. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- CNRC. (1970). Code national du bâtiment, Canada 1970. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- CSI. (2015). ETABS 2015 integrated analysis, design and drafting of building systemes. Computers & Structures, Inc. Structural and earthquake engineering software.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers* (No. NIST GCR 10-917-5). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*. U.S. Department of Commerce.
- Dobry, R. (2014). Simplified methods in Soil Dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61–62(0), 246–268. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.02.008>
- Elwood, K. J., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., ...

- Moehle, J. P. (2007). Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions. *Earthquake Spectra*, 23(3), 493–523. <http://doi.org/10.1193/1.2757714>
- Etkin, D., Haque, E., Bellisario, L., & Burton, I. (2004). catastrophes et des dangers naturels au Canada.
- Filiatrault, A., Lachapelle, E., & Lamontagne, P. (1998). Seismic performance of ductile and nominally ductile reinforced concrete moment resisting frames. I. Experimental study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(2), 331–341.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (3rd ed.). Presses Internationales Polytechnique.
- Filippou, F. C. (2013). OpenSEES Days 2013 - Introduction to Nonlinear Analysis. Retrieved May 20, 2007, from <https://www.youtube.com/watch?v=WWn1uN3YZ1w>
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.
- Flynt, C. (2003). Tcl/Tk: A Developer's Guide. *Tcl Tutor Package*. Morgan Kauffman. Retrieved from <http://www.msen.com/~clif/DevGuide.html>
- Foo, S., Naumoski, N., & Cheung, M. (2000). *Research and Application of Seismic Retrofit Technologies in Canada*. RPS/AES/Technology Directorate : Public Works & Government Services Canada.
- Gajan, S., Raychowdhury, P., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L., & Stewart, J. P. (2010). Application and validation of practical tools for nonlinear soil-foundation interaction analysis. *Earthquake Spectra*, 26(1), 111–129. <http://doi.org/10.1193/1.3263242>
- Gazetas, G., & Stokoe, K. H. (1991). Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1382–1401.
- Givens, M. J. (2013). Dynamic Soil-Structure Interaction of Instrumented Buildings and Test Structures.
- Gueguen, P., Semblat, J.-F., Bard, P.-Y., & Chazelas, J.-L. (2013). Site-city interaction: Experimental and numerical approaches Interaction site-ville: Approches experimentales et



- numeriques. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussees*, (279), 35–46.
- Halchuk, S., & Adams, J. (2004). Deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (p. 14 pages). Vancouver, B.C.: Canadian Association for Earthquake Engineering.
- Halchuk, S., Adams, J., & Anglin, F. (2007). Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. In *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (pp. 420–432). Ottawa, ON: Canadian Association for Earthquake Engineering. <http://doi.org/10.4095/223221>
- Harden, C., Hutchinson, T. C., Martin, G. R., & Kutter, B. L. (2005). *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*. (P. E. E. R. Center, Ed.). University of California, Berkeley.
- Harden, C. W., & Hutchinson, T. C. (2009). Beam-on-nonlinear-Winkler-foundation modeling of shallow, rocking-dominated footings. *Earthquake Spectra*, 25(2), 277–300. <http://doi.org/10.1193/1.3110482>
- Ho, D. (2015). Notepad++. [Logiciel]. Retrieved from <https://notepad-plus-plus.org/>
- Housner, G. W. (1957). Interaction of building and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(3), 179–186.
- Jeon, J. S., DesRoches, R., Brilakis, I., & Lowes, L. N. (2012). Modeling and Fragility Analysis of Non-Ductile Reinforced Concrete Buildings in Low-to-Moderate Seismic Zones. In *2012 Structures Congress. Structures Congress 2012, 29-31 March 2012* (pp. 2199–2210). Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers. <http://doi.org/10.1061/9780784412367.193>
- Ju, Y. Z., Mu, Y., & Wang, D. H. (2014). A nonlinear model for Beam-Column Joint Based on OpenSees. In *Advanced Materials Research* (Vol. 919, pp. 3–6). Trans Tech Publ.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832. <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Kausel, E., & Roesset, J. M. (1974). *Soil structure interaction problems for nuclear containment structures*. American Society of Civil Engineers, New York.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural*

- Division*, 97(7), 1969–1990.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. (P.-H. I. Series, Ed.) *Civil Engineering and Engineering Mechanics*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.
- Kramer, S., & Stewart, J. (2004). Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. In Y. Bozorgnia (Ed.), *Earthquake Engineering, From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press LLC.
- Kutter, B. L. (1992). Dynamic centrifuge modeling of geotechnical structures. *Transportation Research Record*, (1336).
- Lachapelle, E. (1997). *Etude du comportement sismique d'une ossature en beton arme a ductilite nominale ( $R = 2$ )*. *ProQuest Dissertations and Theses*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), Ann Arbor.
- Lamontagne, L. (1987). Seismic Activity and Structural Features in the Charlevoix Region, Québec. *Canadian Journal of Earth Science*, 24(11), 2118–2129.
- Lamontagne, P. (1997). *Comportement sismique d'une ossature ductile en beton arme ( $R = 4$ )*. *ProQuest Dissertations and Theses*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), Ann Arbor.
- Le Bec, A. (2010). *Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en beton arme*. *ProQuest Dissertations and Theses*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), Ann Arbor.
- LeBoeuf, D. (2015). Notes de cours de géotechnique.
- Lefebvre, K. (2012). *Etude du comportement sous charges laterales des ossatures de beton arme avec murs de remplissage de maconnerie, construites avant les annees 1960*. *ProQuest Dissertations and Theses*. Ecole de Technologie Superieure (Canada), Ann Arbor.
- Lemieux, M.-A. (2014). *Effets du bercement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend de grande hauteur en beton arme*. *ProQuest Dissertations and Theses*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), Ann Arbor.
- Lou, M., Wang, H., Chen, X., & Zhai, Y. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1724–1731. <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.07.008>

- Lowes, L. N., & Altoontash, A. (2003). Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), 1686–1697. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:12\(1686\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:12(1686))
- Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 80, 12243.
- Lysmer, J., Ostadan, F., & Chin, C. (1999). SASSI2000-A system for analysis of soil-structure interaction. *University of California, Berkeley, California*.
- Mason, H. B. (2011). *Seismic Performance Assessment in Dense Urban Environments*. University of California, Berkeley.
- Mason, H. B., Trombetta, N. W., Chen, Z., Bray, J. D., Hutchinson, T. C., & Kutter, B. L. (2013). Seismic soil–foundation–structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 48(0), 162–174. <http://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.01.014>
- Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore Technology in Civil Engineering's Hall of Fame Papers from the Early Years*, 77–94.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees Command Language Manual. [opensees.berkeley.edu](http://opensees.berkeley.edu).
- McGuire, R. K. (1995). Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: Closing the loop. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(5), 1275–1284.
- Meinheit, D. F., & Jirsa, J. O. (1977). *The shear strength of reinforced concrete beam-column joints*. Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, the University of Texas at Austin.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behaviour of Elements Under Combined Normal Force and Bending. In *IABSE Congress Reports of the Working Commission* (Vol. 13).
- Merritt, R. G., & Housner, G. W. (1954). Effect of foundation compliance on earthquake stresses in multistory buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 44(4), 551–569.

- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16–26.
- Mindlin, R. D. (1949). Compliance of elastic bodies in contact. *Journal of Applied Mechanics, ASME*, 259–268.
- Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., ... DeVall, R. (2010). Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), 1157–1170. <http://doi.org/10.1139/L10-054>
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(03), 277–301.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824–853.
- Nakaki, D. K., & Hart, G. C. (1987). *Uplifting response of structures subjected to earthquake motions*. EKEH.
- NEES. (2010). Centrifuge. Retrieved from <http://www.nees.rpi.edu/equipment/centrifuge/>
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (No. NIST GCR 12-917-21). Gaithersburg: U.S. Department of Commerce.
- Nollet, M.-J., & Moretti, P. (2014). *Recueil des données d'inspection visuelle des bâtiments scolaires de l'île de Montréal en vue de leur évaluation sismique. Évaluation sismique des bâtiments scolaire du Québec*. École de technologie supérieure.
- Ostadan, F. (2006). SASSI2000: A System for Analysis of Soil Structure Interaction-User's Manual. *University of California, Berkeley, California*.
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227.
- Pekelnicky, R., & Poland, C. (2012). ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Structural Engineers Association of California Convention*.
- Psycharis, I. N. (1981). Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift.

- PWGSC. (1995). *Guideline on Seismic Evaluation and Upgrading of Non-structural Building Components*. Ottawa, Ontario: Public Works and Government Services Canada (PWGSC).
- PWGSC. (2000a). *Guideline for Seismic Upgrading of Stone Masonry Structures*. Hull, Quebec: Public Works and Government Services Canada (PWGSC).
- PWGSC. (2000b). *Guidelines for Seismic Assessment of Stone Masonry Structures*. Hull, Quebec: Public Works and Government Services Canada (PWGSC).
- Rainer, J. H., Allen, D. E., & Jablonski, A. M. (1992). *Manual for Screening of Buildings for Seismic Investigation*. National Research Council Canada. Ottawa: Institute for Research in Construction.
- Raychowdhury, P. (2011). Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI). *Engineering Structures*, 33(3), 958–967. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.017>
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. C. (2008). *Nonlinear winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures*. University of California, San Diego, Ann Arbor. Retrieved from <http://search.proquest.com/docview/304658892?accountid=40695>
- RCRP. (2009). Programme de recherche. Retrieved April 1, 2015, from <http://csrn.mcgill.ca/programme.html>
- Reissner, E. (1936). Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes. *Archive of Applied Mechanics*, 7(6), 381–396.
- Reissner, E., & Sagoci, H. F. (1944). Forced torsional oscillation of an elastic halfspace. *International Journal of Applied Physics*, (15), 652–654.
- Ressources naturelles Canada, & Canada, R. naturelles. (2014). Déterminez les valeurs d'aléa sismique du Code national du bâtiment Canada 2010. Retrieved March 17, 2015, from [http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index\\_2010-fra.php](http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2010-fra.php)
- Saatcioglu, M., Shooshtari, M., & Foo, S. (2013). Seismic screening of buildings based on the 2010 National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(5), 483–498.

<http://doi.org/10.1139/cjce-2012-0055>

- Terzic, V. (2011). Force-based Element vs. Displacement-based Element. *UC Berkeley, OpenSees, NEES, & NEEScomm*.
- Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). DYNAMIC BEHAVIOUR OF BUILDING-FOUNDATION SYSTEMS. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3(2), 121–138.
- Veletsos, A. S., & Nair, V. D. (1975). SEISMIC INTERACTION OF STRUCTURES ON HYSTERETIC FOUNDATIONS, *101*(1), 109–129.
- Verruijt, A. (2012). *Soil Mechanics*. Delft University of Technology. Retrieved from <http://geo.verruijt.net/>
- Winkler, E. (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit. *Prag, Dominicus*.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. (P.-H. international series in civil engineering and engineering mechanics, Ed.). Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.

## ANNEXE A – Comparaison du cisaillement à la base

	Batiment de 30x15 m		Étages		3	
	3 étages + 1ss		h=12m		12	
	Quebec		Importance école			
	Sol D		Type MRF Béton			
NBCC Editions	1941	1953	1960	1965	1970	1975
A23.3 Editions				1959		1973
Aire (m2)	450	450	450	450	450	450
V=	C*W	C*W	C*W	R*C*I*F*S*W	1/4*R*K*C*I*F*W	A*S*K*I*F*W
C=	0.04	0.06	0.06	-	-	-
	Structure Mass				Structure Mass	
W=	+50% Live	Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass
Torsion	No	No	Yes (poor)	Yes	Yes	+LL Storage Area
R ou A ou v=	-	-	-		4	4
Za=	-	-	-	-	-	-
Zv=	-	-	-	-	-	-
C ou K ou R ou Ro=	-	-	-		0.75	0.67
I=	-	-	-		1.3	1.3
F ou Fa=	-	-	-		1	1
Fv=	-	-	-	-	-	-
S ou C ou Rd=	-	-	-		0.02	0.07
F*S=	-	-	-	-	-	
Période T=	-	-	-	-		0.30
U	-	-	-	-	-	-
Mv	-	-	-	-	-	-
J	-	-	-	-	-	-
Stress Combo	D+L+E	D+L+E	1,35*(D+L+E)			
NBCC Strenght Combo	-	-	-	-		
A23.3 Strenght Combo	-	-	-	-		
V/W=	0.04	0.06	0.06	0.081	0.065	0.071

Figure A.1 – Calcul du cisaillement à la base sismique pour les CNBC 1941 à 2010 (première section)

1977	1980	1985	1990	1995	2005	2010
1977	1980	1985	1990	1995	2005	2010
450	450	450	450	450	450	450
$A^*S^*K^*I^*F^*W$	$A^*S^*K^*I^*F^*W$	$V^*S^*K^*I^*F^*W$	$V^*S^*I^*F^*U^*W/R$	$V^*S^*I^*F^*U^*W/R$	$S(Ta)^*Mv^*Ie^*W/(Ro^*Rd)$	$S(Ta)^*Mv^*Ie^*W/(Ro^*Rd)$
-	-	-	-	-	-	-
Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass	Structure Mass
+25% Snow Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass	+25% Snow Mass
+LL Storage Area	+LL Storage Area	+LL Storage Area	+LL Storage Area	+LL Storage Area	+LL Storage Area	+LL Storage Area
Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
0.08	0.08	0.15	0.15	0.15		-
-	-	4	4	4		
-	-	3	3	3		
0.7	0.7	0.7	2	2		1.3
1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.3
1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1	1
-	-	-	-	-		
0.75	0.91	0.56	3.78	2.24		1.5
0.97	1.00	0.62	4	3.4		
0.3	0.3	0.3	0.3	0.48		0.48
-	-	-	0.6	0.6		
-	-	-	-	-	-	1
-	-	-	-	-	-	1
D+Q   D+L+Q ...					-	-
					D+E+L/2+S/4	
					-	
0.071	0.073	0.085	0.234	0.196	0.204	0.216

Figure A.2 – Calcul du cisaillement à la base sismique pour les CNBC 1941 à 2010 (deuxième section)



## ANNEXE B – Charges

### Charges

13 octobre 2015 20:18

#### Charge de neige

Province et endroit	Température-type				Degré- jours en bas de 65°F	Pluie de 15 min po	Pluie d'un jour po	Précip. totale annu- elle po	Surcharge de neige sur le sol liv/pi <sup>2</sup>	Pressions horaires du vent			Facteur sis- mique R
	janvier		juillet 2½%							1/10 psf	1/30 psf	1/100 psf	
	2½% °F	1% °F	humide °F	sèche °F									
Quebec .....	-13	-19	82	73	8937	0.8	4.5	45	84	8.0	9.9	12.2	4

Tableau T.5.4.1 - Données climatiques du CNBC 1970.

$$S = C_s * S_s$$

#### Charge de vent

**Alternatively**, the minimum design load may be calculated as a continuous function of the height as follows:

$$q_h = q_{30} \left( \frac{h}{30} \right)^{1/5}$$

where  $q_h$  is the minimum design load at height  $h$ ,  $q_{30}$  is the minimum design load as provided for in Sentence (1) and  $h$  is the height of the load under consideration expressed in feet.

# "O" SIMPLIFIED TABLE

## WALLS

$C_{pe}$ : EXT. PRESS. COEFF.

$\rho$	A	B	C, D
0	+0.9	-0.5	-0.7

## VALID

ONLY IF

1. STRESS DUE TO WIND  
< 25% TOTAL STRESS

2.  $\frac{2}{3} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$

3.  $\frac{2}{5} < \frac{L}{b} < \frac{5}{2}$

4. INT. PRESS. COEFF.

$C_{pi}$ : AND LOCAL

MAXIMA

\*  $C_{pe}$  (TABLES 1-13)

ARE USED.

## ROOF

$C_{pe}$ : EXT. PRESS. COEFF.

SLOPE $\alpha$	E	F
0-20°	-1.0	-0.7
20°-50°	$+\frac{1}{100}(5\alpha-200)$	-0.7
50°-90°	$+\frac{\alpha}{100}$	-0.7

CNBC 1970

Figure B.1 – Données climatiques de neige et de vent pour le calcul des charges.

	lb, ft masse / unit	Dimension1	Dimension2	Dimension3	MASSE FINALE Sous-Total	Unités
Toit	<b>Total</b>				<b>2354.0</b>	
	Charge parapet	152.7	524.0	2.0	0.5	73.4 kips
	Dalle de béton 5,5"	152.7	192.0	28.0	0.5	376.3 kips
	Dalle de béton 7"	152.7	192.0	38.0	0.6	650.0 kips
	Poutres	152.7	986.8			150.7 kips
	Poutre 10x22		0.8	1.3	648.0	697.5 ft3
	Poutre 14x22		1.2	1.3	192.0	289.3 ft3
	Colonnes	152.7	79.4	5.5		66.2 kips
	Colonne CX01		1.0	1.0	18.0	18.0 ft2
	Colonne CX02		1.0	1.0	9.0	9.0 ft2
	Colonne CX03		1.5	2.0	4.0	12.0 ft2
	Colonne CX04		1.3	2.3	8.0	24.9 ft2
	Colonne CX05		1.7	2.3	4.0	15.6 ft2
	Neige surfacique (25%)	72.7	196.0	70.0		249.3 kips
	Masse surfacique additionnelle	44.0	196.0	70.0		603.7 kips
	Masse linéique additionnelle	354.7	520.0			184.5 kips
	Parement extérieur (brique)	39.3	6.0			235.6 plf
	Murs de bloc extérieur (pourtour)	28.6	4.2			119.2 plf
3e	<b>Total</b>				<b>2108.3</b>	
	Dalle de béton 5,5"	152.7	192.0	28.0	0.5	376.3 kips
	Dalle de béton 7"	152.7	192.0	38.0	0.6	650.0 kips
	Poutres	152.7	1133.5			173.1 kips
	Poutre 10x22		0.8	1.3	384.0	413.3 ft3
	Poutre 14x22		1.2	1.3	192.0	289.3 ft3
	Poutre 10x30		0.8	2.0	264.0	430.8 ft3
	Colonnes	152.7	103.7	5.5		86.4 kips
	Colonne CX01		1.0	1.5	18.0	27.0 ft2
	Colonne CX02		1.3	1.5	9.0	18.0 ft2
	Colonne CX03		1.5	2.3	4.0	14.0 ft2
	Colonne CX04		1.5	2.3	8.0	28.0 ft2
	Colonne CX05		1.7	2.5	4.0	16.7 ft2
	Masse surfacique additionnelle	27.9	192.0	66.0		353.5 kips
	Masse linéique additionnelle	761.9	520.0			396.2 kips
	Parement extérieur (brique)	39.3	12.0			471.1 plf
	Murs de bloc extérieur (pourtour)	28.6	10.2			290.8 plf
2e	<b>Total</b>				<b>2278.9</b>	
	Dalle de béton 5,5"	152.7	192.0	28.0	0.5	376.3 kips
	Dalle de béton 7"	152.7	192.0	38.0	0.6	650.0 kips
	Poutres	152.7	1243.5			189.9 kips
	Poutre 10x22		0.8	1.3	384.0	413.3 ft3
	Poutre 14x22		1.2	1.3	192.0	289.3 ft3
	Poutre 10x30		0.8	2.5	264.0	540.8 ft3
	Colonnes	152.7	129.4	7.5		147.4 kips
	Colonne CX01		1.0	1.7	18.0	30.0 ft2
	Colonne CX02		1.7	1.7	9.0	25.0 ft2
	Colonne CX03		1.7	2.8	4.0	18.9 ft2
	Colonne CX04		1.7	2.8	8.0	37.8 ft2
	Colonne CX05		1.7	2.7	4.0	17.8 ft2
	Masse surfacique additionnelle	27.9	192.0	66.0		353.5 kips
	Masse linéique additionnelle	897.6	520.0			466.8 kips
	Parement extérieur (brique)	39.3	14.0			549.6 plf
	Murs de bloc extérieur (pourtour)	28.6	12.2			348.0 plf

Figure B.2 – Calcul de la masse totale du bâtiment fictif

## ANNEXE C – Critères d'acceptation

Voici les tableaux des critères d'acceptation pour l'ASCE 41-13.

**Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			<i>a</i>	<i>b</i>		Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{bal}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Figure C.1 – Critères d'acceptation nonlinéaires pour les poutres de béton.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Figure C.2 – Critères d'acceptation nonlinéaires pour les colonnes de béton.

Table 10-9. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
			IO	LS	CP	LS	CP
Condition i <sup>b</sup>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006		2	2.5	3	4	5
≥0.6	≥0.006		1.25	1.8	1.9	1.9	2
≤0.1	≤0.002		2	2	2.6	2.6	3
≥0.6	≤0.002		1.1	1.1	1.2	1.2	1.4
Condition ii <sup>b</sup>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	2	2.5	3	4	5
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	2	2	2.5	4	5
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	1.25	1.8	1.9	1.9	2
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	1.25	1.5	1.6	1.6	1.8
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	1.2	1.3	1.4	1.4	1.6
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	1	1	1.1	1.1	1.2
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	1	1	1.1	1.1	1.2
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	1	1	1	1	1
Condition iii <sup>b</sup>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006		1	1	1	4	5
≥0.6	≥0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤0.1	≤0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥0.6	≤0.002		1	1	1	1	1
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006		1	1	1	4	5
≥0.6	≥0.006		1	1	1	1.6	1.8
≤0.1	≤0.002		1	1	1	1.1	1.2
≥0.6	≤0.002		1	1	1	1	1

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the *m*-factor should be taken as unity for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤  $d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. *P* is the design axial force in the member. Alternatively, axial loads determined based on a limit-state analysis can be used.<sup>d</sup>*V* is the design shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Figure C.3 – Critères d'acceptation linéaires pour les colonnes de béton.

**Table 10-10. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam–Column Joints**

Conditions						Acceptance Criteria <sup>a</sup>					
						Modeling Parameters <sup>a</sup>			Plastic Rotations Angle (radians)		
						Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Performance Level		
									IO	LS	CP
$P^b$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$V^d$	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>						
Condition i. Interior joints (Note: For classification of joints, refer to Fig. 10-3)											
$A_g f'_c$		$V_n$									
≤0.1	C	≤1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03			
≤0.1	C	≥1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02			
≥0.4	C	≤1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025			
≥0.4	C	≥1.5	0.015	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02			
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02			
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015			
≥0.4	NC	≤1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015			
≥0.4	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015			
Condition ii. Other joints (Note: For classification for joints, refer to Fig. 10-3)											
$P^b$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$V^d$									
$A_g f'_c$		$V_n$									
≤0.1	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02			
≤0.1	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015			
≥0.4	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02			
≥0.4	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015			
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01			
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01			
≥0.4	NC	≤1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075			
≥0.4	NC	≥1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075			

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> $P$  is the design axial force on the column above the joint calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4, and  $A_g$  is the gross cross-sectional area of the joint.

<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Joint transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at  $\leq h_t/2$  within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP, and  $V_n$  is the shear strength for the joint. The shear strength should be calculated according to Section 10.4.2.3.

Figure C.4 – Critères d'acceptation nonlinéaires pour les joints poutre-colonne de béton.

Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>							
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>					
$\rho_{bal}$							
≤0.0	C	≤3 (0.25)	3	6	7	6	10
≤0.0	C	≥6 (0.5)	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≤3 (0.25)	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≥6 (0.5)	2	2	3	2	4
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	2	3	4	3	5
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	3	2	4
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	2	3	3	3	4
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>							
Stirrup spacing ≤ $d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > $d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>							
Stirrup spacing ≤ $d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > $d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint <sup>b</sup>							
			2	2	3	3	4

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.<sup>c</sup>“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤  $d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.<sup>d</sup> $V$  is the design shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Figure C.5 – Critères d'acceptation linéaires pour les poutres de béton.

Table 10-14. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beam–Column Joints

			<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Interior joints (for classification of joints, refer to Fig. 10-3)							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ <sup>b</sup>	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{V_n}$ <sup>d</sup>					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
Condition ii. Other joints (for classification of joints, refer to Fig. 10-3)							
$\frac{P}{A_g f'_c}$ <sup>b</sup>	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{V_n}$ <sup>d</sup>					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	1.5	2
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	1.5	2

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> $P$  is the design axial force on the column above the joint calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.  $A_g$  is the gross cross-sectional area of the joint.

<sup>c</sup> $V$  is the design shear force and  $V_n$  is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength should be calculated according to Section 10.4.2.4.1 and Section 10.4.2.3, respectively.

<sup>d</sup>“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if hoops are spaced at  $\leq h_c/2$  within the joint. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

Figure C.6 – Critères d'acceptation linéaires pour les joints poutre-colonnes de béton.



## ANNEXE D – Figures de résultats

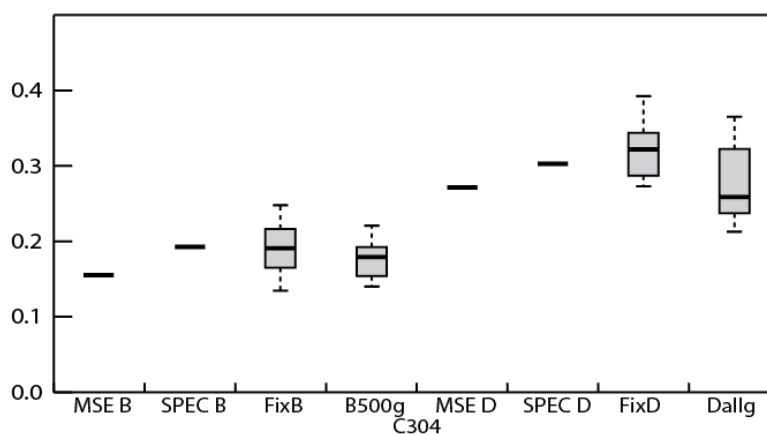


Figure D.1 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C304 – CNBC 2010

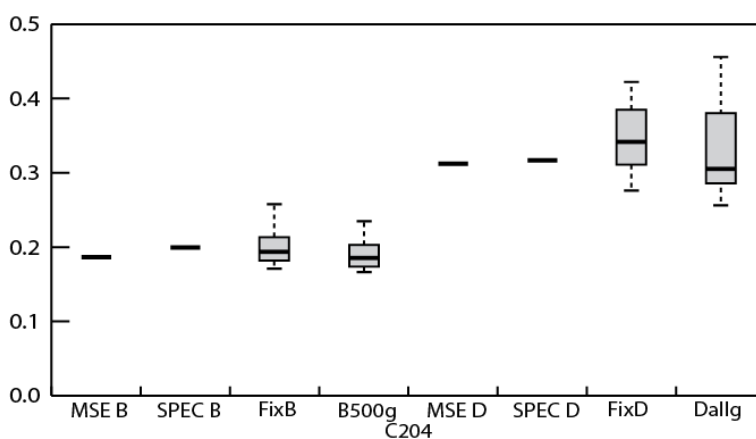


Figure D.2 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C204 – CNBC 2010

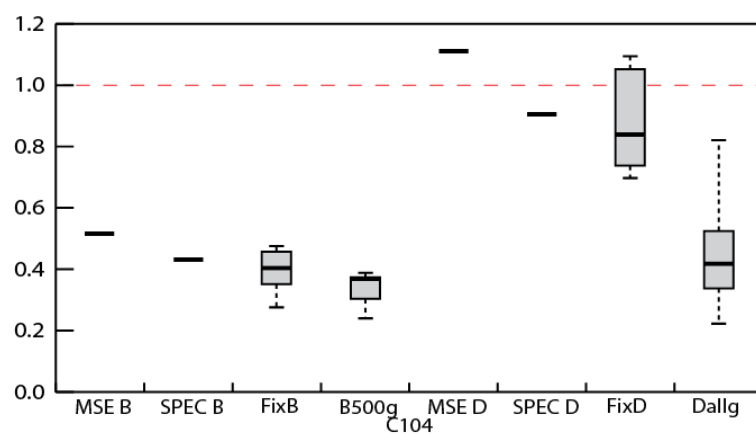


Figure D.3 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C104 – CNBC 2010

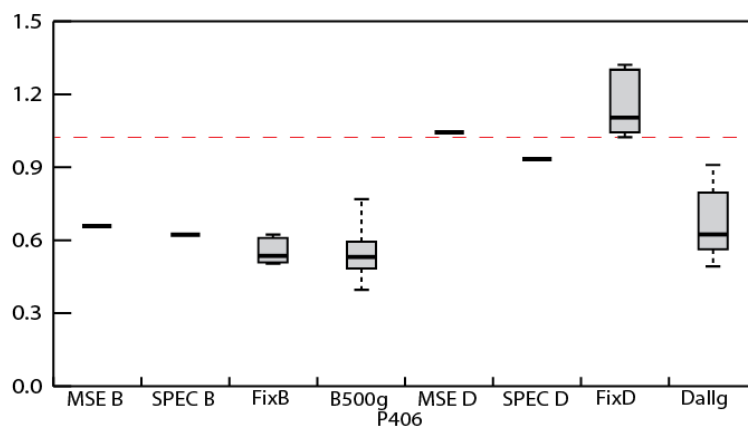


Figure D.4 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P406 – CNBC 2010

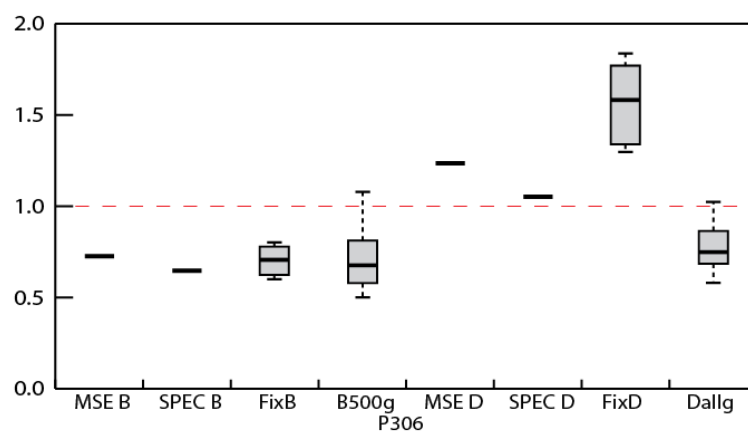


Figure D.5 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P306 – CNBC 2010

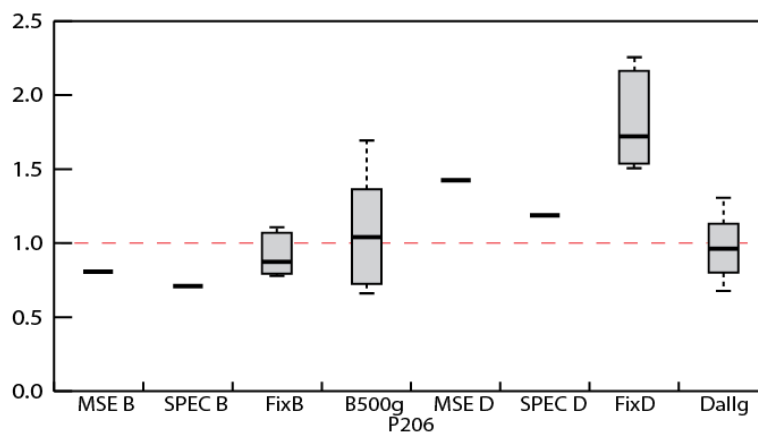


Figure D.6 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P206 – CNBC 2010

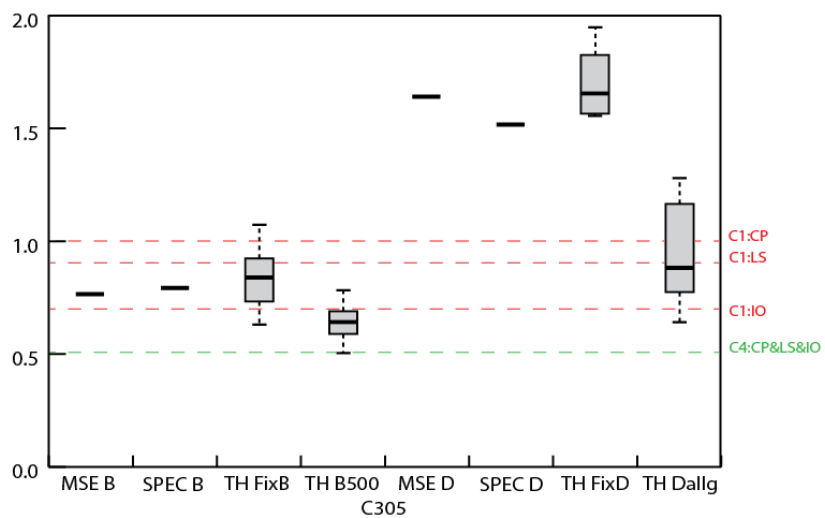


Figure D.7 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C304 – ASCE 41-13

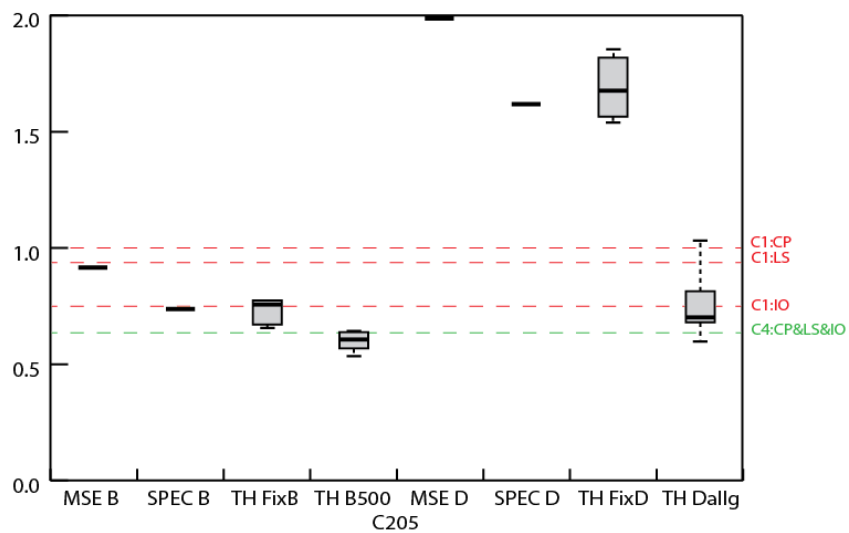


Figure D.8 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C204 – ASCE 41-13

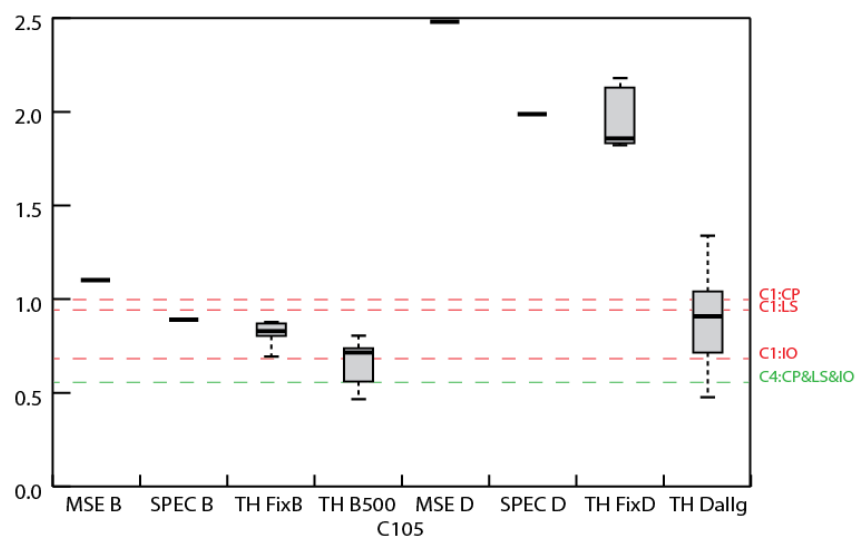


Figure D.9 – Ratio demande-capacité du couple M-P de la colonne C104 – ASCE 41-13

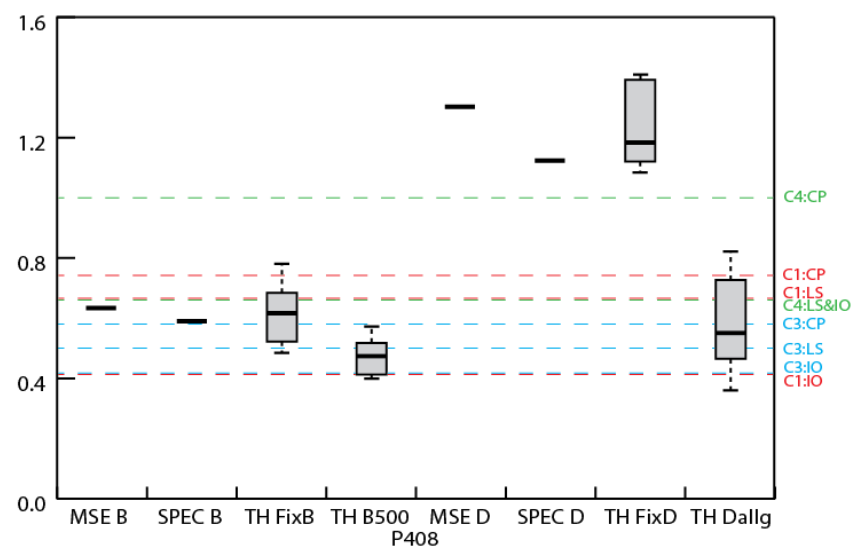


Figure D.10 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P406 – ASCE 41-13

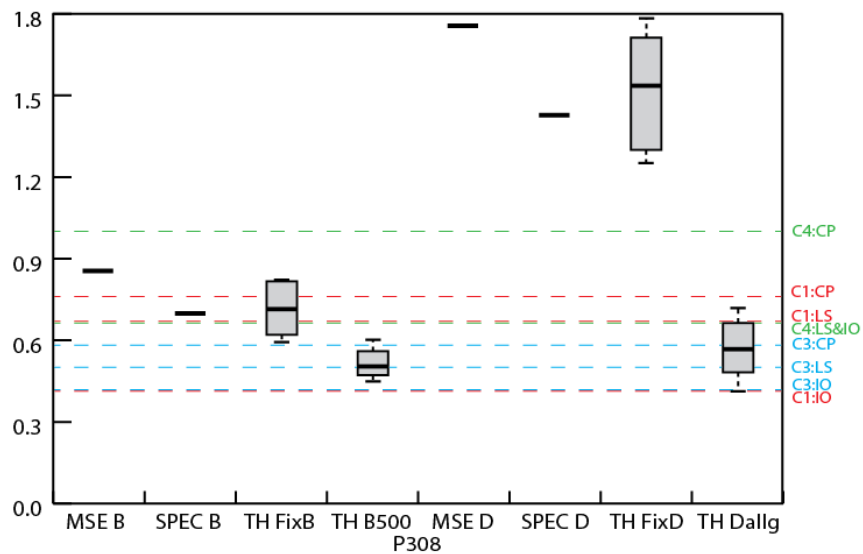


Figure D.11 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P306 – ASCE 41-13

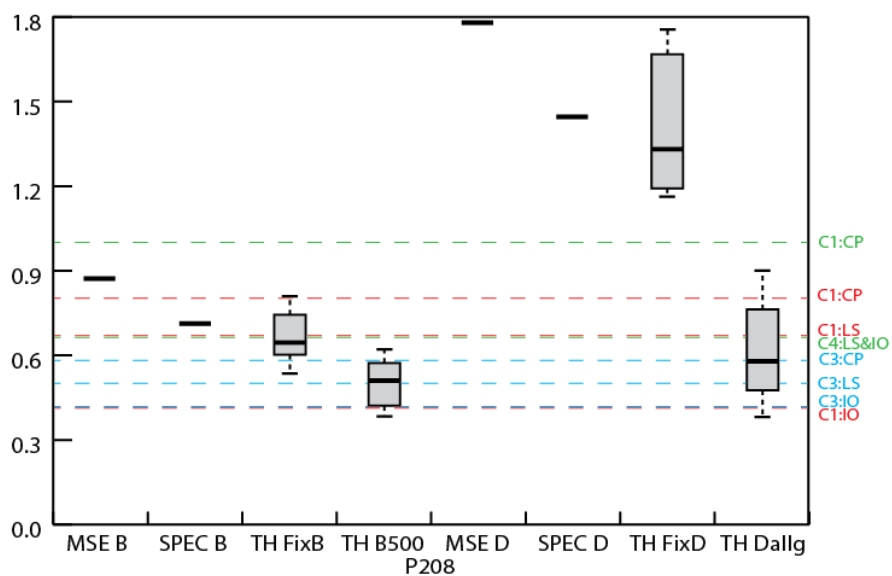


Figure D.12 – Ratio demande-capacité du moment de la poutre P206 – ASCE 41-13

## ANNEXE E – Complément de la revue de littérature

### Contexte

#### Historique

Le problème de l'interaction sol-structure en est un très vieux qui remonte à près de deux siècles et auquel il est plutôt difficile de donner une définition concise puisque ses ramifications sont très larges et ses sujets multiples. Il consiste néanmoins en l'étude des phénomènes statiques et dynamiques d'une structure quelconque placée sur un sol flexible. Il s'agit d'un domaine multidisciplinaire qui regroupe la mécanique des sols et des structures, la dynamique des sols et des structures, le génie parasismique, la géophysique et la géomécanique, les mathématiques et les méthodes de calculs numériques (Eduardo Kausel, 2010). Premièrement étudiée de son point de vue mathématique par des mathématiciens tels que Clapeyron, Boussinesq et Lord Kelvin, l'interaction sol-structure est un problème initialement formalisé comme étant un demi-espace homogène élastique infini sur lequel repose une fondation idéalisée rigide et ponctuelle. Les solutions analytiques à ce problème ont pris près d'un siècle à être découvertes, mais elles ont permis de mettre en évidence des solutions pour les contraintes et la rigidité du sol pour différents cas de chargement d'un disque rigide. La figure 2.2.2 présente les solutions classiques pour les degrés de liberté en translation verticale [3.7] et horizontale [3.10], ainsi que les degrés de liberté de rotation en plan [3.8] et de torsion [3.9] pour un chargement statique.

Charge ponctuelle statique (Boussinesq, 1885) :

$$K_z = \frac{4Ga}{1-\nu} \quad [3.7]$$

Charge excentrée statique (Borowicka, 1943) :

$$K_r = \frac{8Ga^3}{3(1-\nu)} \quad [3.8]$$

Charge de torsion statique (E Reissner & Sagoci, 1944) :

$$K_r = \frac{16Ga^3}{3} \quad [3.9]$$

Charge latérale statique (Mindlin, 1949) :

$$K_h = \frac{8Ga}{2-\nu} \quad [3.10]$$

Les solutions analytiques pour les charges dynamiques ont commencé à être étudiées en 1936, avec la parution d'un article de Reissner (1936) sur des chargements harmoniques simples en considérant un système très simplifié. Les solutions analytiques trouvées sont souvent pour des plaques circulaires sans friction, très peu pour des plaques rectangulaires, et pour des plages fréquentielles restreintes. Néanmoins, ces solutions, dont les travaux de Bycroft (1956), ont permis plusieurs années plus tard de construire des modèles mathématiques permettant d'évaluer l'impact de l'ISS dans la réponse dynamique. Le lecteur intéressé par un historique complet des découvertes et des méthodes de calcul de l'ISS est invité à consulter la très complète revue de littérature de Kausel (2010).

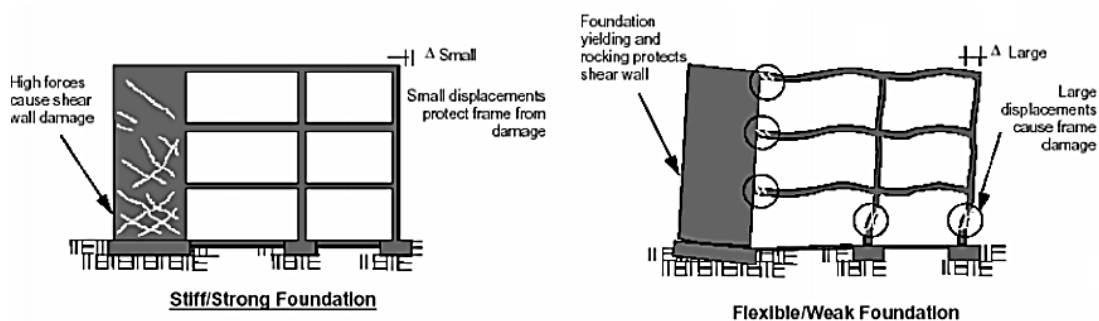


Figure E.1 – Effets de l'interaction sol-structure pour (a) un sol très rigide favorisant la concentration des efforts dans le mur de refend, (b) un sol flexible favorisant de grands déplacements dans la structure résistant aux charges gravitaires. Adapté de l'ATC-40.

### En génie parasismique

L'interaction sol-structure appliquée au génie parasismique et géotechnique a émergé dans les années 1960. Dans ces années, les multiples travaux du professeur émérite George Housner mettent en évidence la réduction de l'effort de cisaillement à la base par un mécanisme de basculement de la structure, mais concluent que ces effets sont trop corrélés aux caractéristiques des excitations sismiques pour être considérés. Il observe également les effets de l'interaction cinématique (voir section 2.2.1.1) à partir d'enregistrements sismiques de la réponse d'un bâtiment rectangulaire qui affichent une filtration des hautes fréquences dans la direction longue du bâtiment, alors que l'autre

direction n'en subi pas (Housner, 1957; Merritt & Housner, 1954). C'est également dans les années 1960 que les séismes de Niigata et d'Alaska permettent d'observer l'impact des propriétés géotechniques des sols sur la réponse des bâtiments et que la construction de centrales nucléaires, des bâtiments particulièrement rigides, favorise le développement de méthodes pour tenir compte de l'effet des sols (S. Kramer & Stewart, 2004). Aujourd'hui, malgré les grandes avancées historiques, l'interaction sol-structure reste un domaine assez peu exploité en pratique. Cette situation existe parce qu'il est généralement admis en conception que l'ISS est toujours bénéfique et que donc de l'ignorer revient à ajouter un coefficient de sécurité. Cette perception existe en raison du fait que l'ajout de l'ISS permet généralement d'augmenter la période naturelle de vibration, ce qui résulte directement en la réduction de l'effort de cisaillement à la base sur un spectre de conception comme celui du CNBC 2010. Cette perception, bien que généralement vraie, est basée sur un spectre moyen qui n'indique qu'une réponse moyenne des bâtiments soumis à un signal sismique et peut donc mener à des résultats qui ne sont pas conservateurs. De plus, la figure E.1 témoigne d'un exemple où l'ajout de l'ISS peut provoquer des dommages ailleurs dans la structure par des déplacements excessifs, alors que le système de résistance aux forces sismique n'est pas engagé. Devant ces observations, plusieurs auteurs sont aujourd'hui en faveur de la prise en compte de l'ISS dans toutes les situation (S. Kramer & Stewart, 2004; Mylonakis & Gazetas, 2000). Le NEHRP Consultants Joint Venture (2012) note également qu'un obstacle majeur à l'utilisation de l'ISS en pratique est liée à la complexité du domaine, à une littérature difficile d'accès et aux recommandations trop limitées des normes en place.

La formulation classique du problème d'ISS en parasismique est particulièrement bien décrite par le livre de Wolf (1985) qui offre une introduction remarquable sur le sujet. La figure E.2, tirée de son livre, permet d'illustrer de manière qualitative les principaux effets observés lorsqu'un bâtiment est situé sur un sol flexible par rapport au même bâtiment situé sur un sol rigide. Les deux structures étant rapprochées (E.2.a), une excitation sismique horizontale se propageant verticalement est supposée comme étant équivalente dans le roc sous chaque structure. La structure située directement sur le roc (gauche) ressent une excitation sismique pratiquement inchangée entre la base du roc, le point B et le point A. Les forces d'inertie développées par le séisme causent des moments de renversement et des efforts de cisaillement à la base de la fondation, mais ne causent aucune déformation appréciable en raison de la grande rigidité du roc. Les déplacements sismiques dans le roc sont donc égaux aux déplacements de la fondation, tel un encastrement. La structure



située sur le sol flexible (droite) ressent à la base de sa fondation (point O), une excitation sismique différente de celle initialement transmise au niveau du roc. Cette modification est premièrement causée par le passage de l'onde dans le sol flexible pouvant être considéré comme une structure en soi possédant ses propres caractéristiques dynamiques (distribution de masse et de rigidité) et amplifiant certaines fréquences. La figure E.2.c illustre la réponse (appelée réponse en champ libre) de cette « structure isolée » alors qu'aucun bâtiment n'est encore construit sur le site. La réponse du sol est enregistrée aux points D et E correspondant aux nœuds de l'interface sol-structure lorsque le bâtiment sera inséré. L'introduction de la structure (figure E.2.d) cause une modification des propriétés dynamiques du sol modifiant ainsi le signal sismique. De plus, le point D et E ne seront plus capables de se déplacer librement comme pour la réponse en champ libre et ce sont donc des déplacements moyens qui affecteront la structure (appelé interaction cinématique). Finalement, l'excitation sismique du bâtiment cause des forces d'inertie (figure E.2.e) dans la structure et à la base de la fondation résultant en une déformation du sol et donc en la modification du signal sismique incident (appelé interaction inertielle).

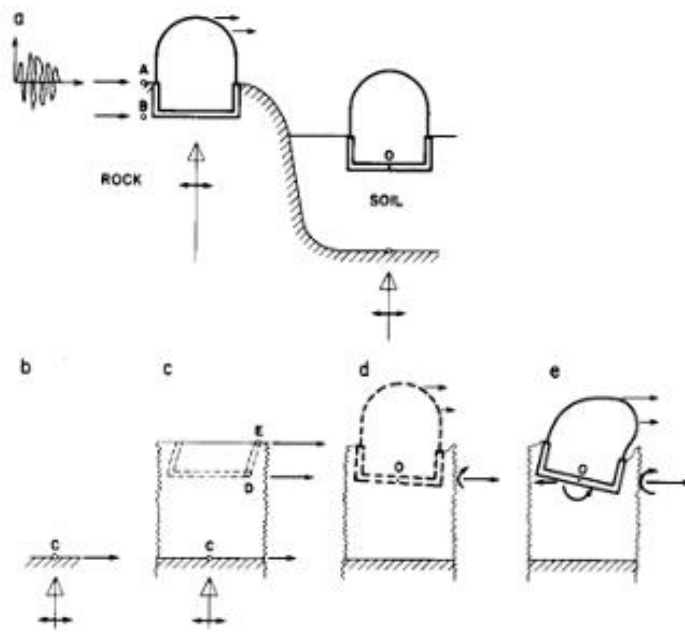


Figure E.2 – Réponse sismique d'une structure construite sur le roc et sur un sol. (a) site; (b) roc; (c) champ libre; (d) interaction cinématique; (e) interaction inertielle. Adapté de Wolf (1985).

Au Canada, le CNBC 2010 reconnaît l'impact du type de sol sur la réponse sismique à l'aide d'un facteur de catégories d'emplacement (tableau E.1). Un type de sol peut être classé dans une catégorie selon ses propriétés physiques comme la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans

le sol ou la résistance moyenne à la pénétration standard. Ces différentes catégories ont pour effet de modifier le spectre de conception à travers différents coefficients d'échelle (p. ex. le coefficient d'accélération de l'emplacement «  $F_a$  » et le coefficient de vitesse de l'emplacement «  $F_v$  ») qui ont pour impact d'augmenter ou de réduire l'accélération spectrale sur une plage de fréquence sensible pour cette catégorie. La plage de fréquence sensible est spécifique à chaque emplacement et dépend des propriétés spécifiques de chaque emplacement (p. ex. le séisme de Mexico city en 1985 où le sol a amplifié les fréquences proches des modes de vibration du sol). En termes d'interaction sol structure, cette étape est l'équivalent du calcul de la réponse en champ libre, mais simplifiée pour représenter des ensembles de sol et des réponses moyennes. De plus, il est généralement admis en conception que le bâtiment est encastré dans le sol et qu'aucun décollement ou déplacement n'est possible, ce qui peut causer une importante demande en traction. Le CNBC 2010 permet toutefois de réduire minimalement la force de calcul pour la conception des fondations lorsque celles-ci sont conçues pour basculer, en proposant une limite maximale de force pondérée avec un «  $R_d \cdot R_o$  » de 2,0 (article 2.1.8.16). Le CNBC 2010 ne reconnaît aucun autre impact du sol dans l'analyse sismique.

Tableau E.1 – Catégorie en fonction de la réponse sismique des emplacements. Adapté du CNBC 2010 – tableau 4.1.8.4.A.

Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A.		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, $\bar{V}_s$ (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, $\bar{N}_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement, $s_u$
A	<i>Roche dure</i>	$\bar{V}_s > 1500$	s/o	s/o
B	<i>Roche</i>	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	s/o	s/o
C	<i>Sol très dense et roche tendre</i>	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	<i>Sol consistant</i>	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 \text{ kPa} < s_u \leq 100 \text{ kPa}$
E	<i>Sol meuble</i>	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none"> <li>• indice de plasticité : <math>PI &gt; 20</math>;</li> <li>• teneur en eau : <math>w \geq 40</math> %; et</li> <li>• résistance du sol non drainé au cisaillement : <math>s_u &lt; 25</math> kPa</li> </ul>		
F	<i>Autres sols<sup>(1)</sup></i>	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		

## Méthodes de solution

Le NEHRP Consultants Joint Venture (2012) répertorie deux méthodes (ou familles de méthodes) de solution pour l'analyse de l'ISS : la méthode directe et de la méthode des sous-structures.

La méthode directe consiste à réaliser la modélisation de tous les systèmes dans un même modèle numérique à travers un maillage continu d'éléments tel que représenté dans la figure E.3. L'intérêt d'une telle méthode est qu'il est possible d'évaluer directement tous les paramètres de réponse et d'inclure automatiquement tous les effets de l'ISS pour ainsi obtenir une réponse complète. Cette méthode permet aussi de considérer les non-linéarités dans le sol et dans la structure, ce qui n'est pas théoriquement possible pour une méthode en étape qui utilise le concept de superposition (S. Kramer & Stewart, 2004). Cette approche fait néanmoins face à plusieurs défis de taille qui ne sont pas à la portée de tous et qui rendent cette méthode rentable que pour des projets d'importance. La représentation physique du sol implique la modélisation d'un demi-espace infini ne reflétant pas les ondes, mais il est impossible de faire un modèle numérique infini. Les solutions possibles consistent à utiliser d'autres formulations d'éléments comme les éléments de frontière (Lysmer et al., 1999) ou encore de construire un domaine assez grand pour que les réflexions soient négligeables. La taille du modèle numérique du sol peut alors prendre des dimensions importantes et nécessiter la simplification de la structure. Par ailleurs, l'excitation sismique doit être spécifiée sur toute la surface entre le sol et le roc ce qui est complexe puisque les données d'enregistrements sismiques actuelles correspondent à un seul point physique et qu'il est impossible de reconstruire l'équation d'onde complète à partir de ce point (Lysmer, 1978).

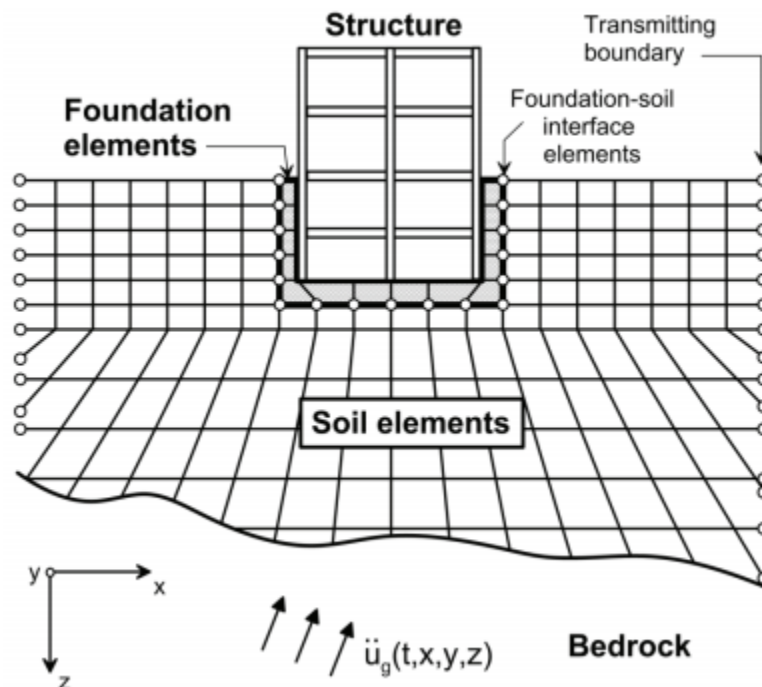


Figure E.3 – Méthode d'analyse directe. Adapté du NEHRP Consultants Joint Venture (2012).

La seconde méthode consiste à diviser le problème en plusieurs sous-problèmes ou sous-structures afin d'analyser plus facilement la réponse individuelle de chaque sous-structure. La méthode se base sur l'application du principe de superposition afin de recomposer la réponse finale du système par simple addition ce qui implique une réponse linéaire pour l'ensemble des systèmes. La figure E.4 illustre la subdivision d'un système complet en deux sous-systèmes, soit le sol et la structure. Dans le premier système, la réponse en champ libre est obtenue puis modifiée pour inclure les effets d'interaction cinématique. Dans le second système, les caractéristiques dynamiques du sol sont modélisées par des fonctions d'impédances et incluse dans un modèle numérique représentant la structure. Le modèle est finalement analysé pour l'excitation sismique obtenue du premier système.

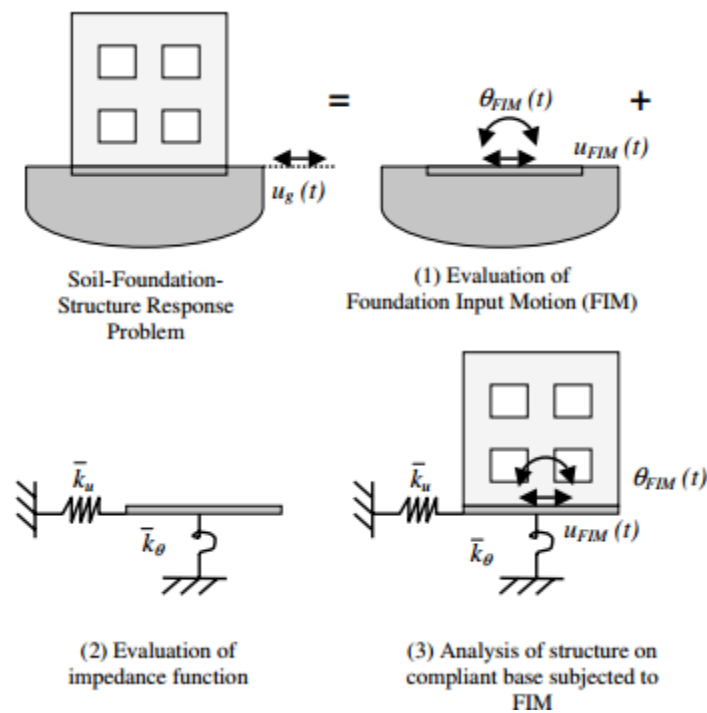


Figure E.4 – Méthode d'analyse des sous-structures. Adapté de NEHRP Consultants Joint Venture (2012).

La méthode des sous-structures est très accessible et a déjà été utilisée à de multiples reprises par des étudiants de l'école Polytechnique de Montréal (Le Bec, 2010; Lemieux, 2014) permettant ainsi le développement d'une expertise locale. Pour cette raison, cette méthode a été privilégiée dans la présente recherche et sa revue de littérature est réalisée ici.

## **Aléa sismique**

### **Sismicité de l'Est canadien**

L'Est canadien est situé sur la très grande plaque tectonique appelée Bouclier canadien. Les propriétés tectoniques de la région, soit la densité et la profondeur du sol rocheux, font en sorte que les séismes sont riches en hautes fréquences et que leur atténuation est faible avec la distance. La plupart des séismes ont lieu à une profondeur de 5 à 25 kilomètres. Des trois zones sismiques majeures de l'Est canadien (le réseau de failles de rift de l'ouest du Québec, le bas St-Laurent, le Charlevoix) c'est la région de Charlevoix qui influence davantage le risque sismique pour la ville de Québec (Filiatrault et al., 2013). Les séismes de magnitude modérée et de courte distance dominent l'influence du risque sismique pour les bâtiments à période courte. Le risque sismique des bâtiments à période plus longue est dominé par la zone de Charlevoix et donc par des séismes de grande magnitude et de faible récurrence. Cette région est caractérisée comme la plus active de l'Est canadien avec pas moins de six tremblements de terre d'une magnitude supérieure à 6 dans les 400 dernières années. L'explication de la sismicité de la région demeure inconnue, bien qu'une hypothèse actuelle indique que la sismicité serait en lien avec l'écrasement d'un météore de deux kilomètres de diamètre il y a 350 millions d'années (Adams & Basham, 1989; L. Lamontagne, 1987).

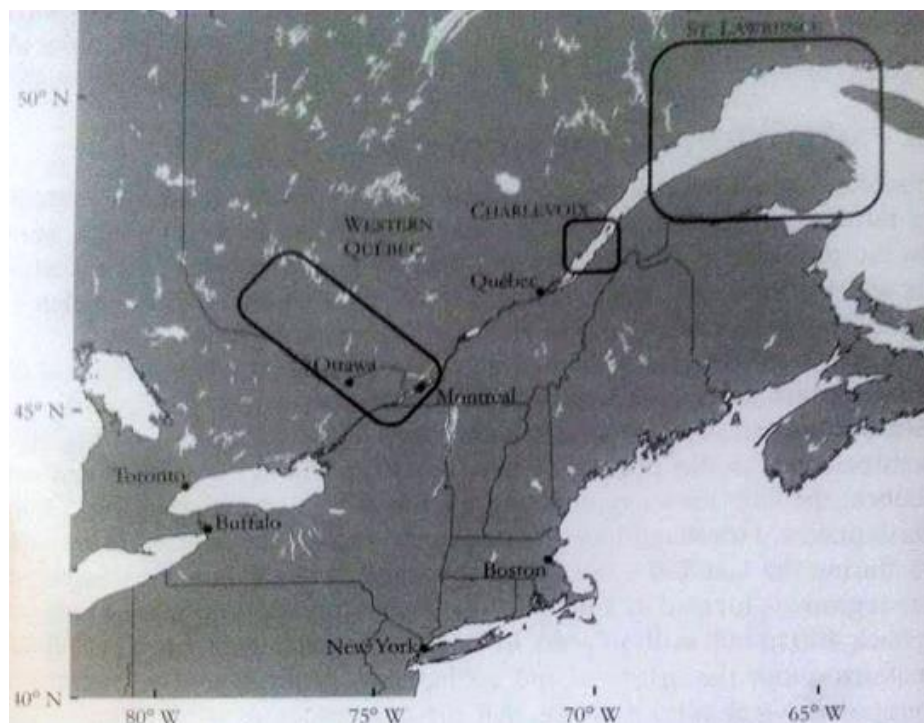


Figure E.5 – Zones de sismicité dans l'Est canadien. Adapté de Filiatrault et al. (2013).

### Désagrégation

La quantification du risque sismique pour obtenir des outils de conception comme que le spectre du CNBC 2010, est réalisée à l'aide d'analyses probabilistes de l'aléa sismique (PSHA). Ces analyses consistent en l'agrégation de milliers de données sismiques, obtenues pour différents scénarios sismiques, différentes zones sismiques et pour différentes distances. Une fois agrégés, les résultats d'une PSHA ne sont donc directement associés à aucun accélérogramme, aucune magnitude ou distance en particulier (S. L. Kramer, 1996), d'où la désignation de spectre de aléa uniforme (UHS) pour le spectre de conception du CNBC 2010. Une désagrégation, à l'inverse, consiste donc en l'affichage d'une série de résultats qui sont fonction des propriétés désagrégées (figure E.6).

Halchuk et Adams (Halchuk et al., 2007; Halchuk & Adams, 2004) détaillent la désagrégation sismique compatible avec le CNBC 2005 pour une série de grandes villes du Canada, dont la ville de Québec. L'utilisation de diagrammes de désagrégation sismique est essentielle à la réalisation d'analyse temporelle, car il est nécessaire de sélectionner des scénarios (ensembles d'accélérogrammes) représentatifs du risque sismique, de la magnitude et de la distance pour une

certaines localités (McGuire, 1995). Ces diagrammes sont essentiellement le croisement de quatre paramètres sur cinq variables : magnitude, distance, contribution au risque, accélération spectrale et probabilité de dépassement.

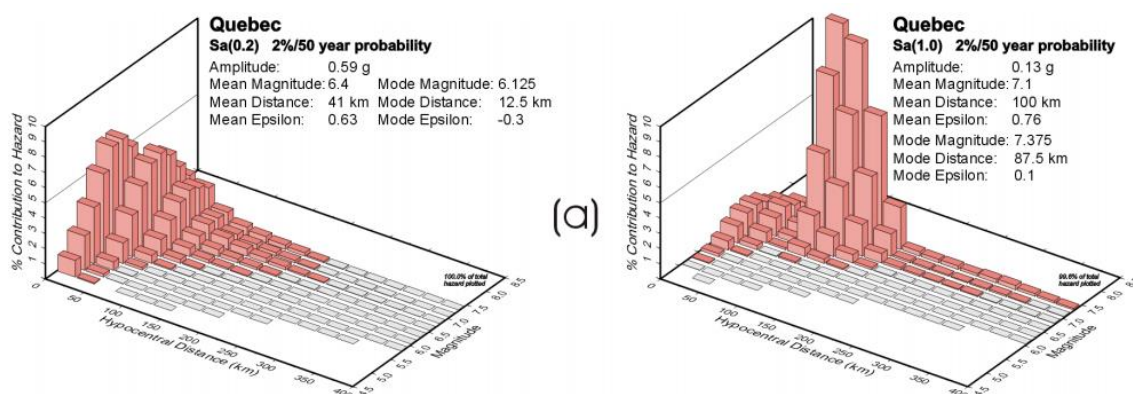


Figure E.6 – Désagrégation sismique selon Halchuk et al. (2007) pour la ville de Québec.

Les deux diagrammes de désagrégation de la figure E.6 représentent respectivement une période spectrale de 0,2 seconde et de 1,0 seconde pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, soit le niveau de risque considéré par le CNB2010. Les calculs sont effectués en considérant une condition de site de sol ferme. Ces figures mettent en évidence la contribution des séismes de faible distance et de magnitude modérée pour les périodes de vibrations courtes (0,2 seconde) et une contribution importante des séismes de magnitude élevée à une distance d'environ 100 kilomètres, ce qui correspond à la zone de Charlevoix, pour les périodes de vibration de 1,0 seconde.

## Logiciel OpenSEES

OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulations) (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006) est une structure logicielle de code source ouvert (licence GPL modifiée) développé à partir de 1997 par Frank McKenna (1997). Il s'agit d'un logiciel d'éléments finis, spécialisé pour l'analyse parasismique qui est particulièrement bien adapté pour le milieu de la recherche. Le logiciel peut être librement utilisé, téléchargé et modifié, mais il n'est pas permis de vendre un produit contenant le code source. OpenSEES vient répondre à un besoin important en recherche: pouvoir modéliser et analyser des structures à partir d'un logiciel fiable, abordable, modulable,

spécialisé, supporté, perfectible et puissant tout en assurant une pérennité des travaux de recherches lorsque les étudiants terminent leurs études (Berkeley, 2000).

OpenSEES permet de réaliser des analyses structurales, géotechniques, thermiques et de sensibilité. Dans la section structurale, cet outil permet de réaliser des analyses statiques, monotones de type « pushover », cycliques et dynamiques temporelles comprenant soit une accélération uniforme des appuis ou encore des accélérations multiples aux appuis. La force de ce logiciel est son architecture sous forme de structure logicielle qui permet de contrôler et comprendre chaque partie du processus de modélisation et d'analyse tel qu'illustré à la figure E.7. Cette architecture permet au logiciel d'être incroyablement versatile et transformable, d'autant plus que ses sources sont librement disponibles. Tout utilisateur peut développer ses propres lois de comportement, éléments et autres. OpenSEES est également développé pour favoriser l'utilisation du parallélisme informatique lors de la résolution des modèles mathématiques. Le lecteur intéressé par ces multiples possibilités est encouragé à lire la section Discovering OpenSEES (Berkeley, 2000) qui consiste en une série de présentations réalisées par l'Université de Berkeley, en Californie, à propos des possibilités du logiciel.

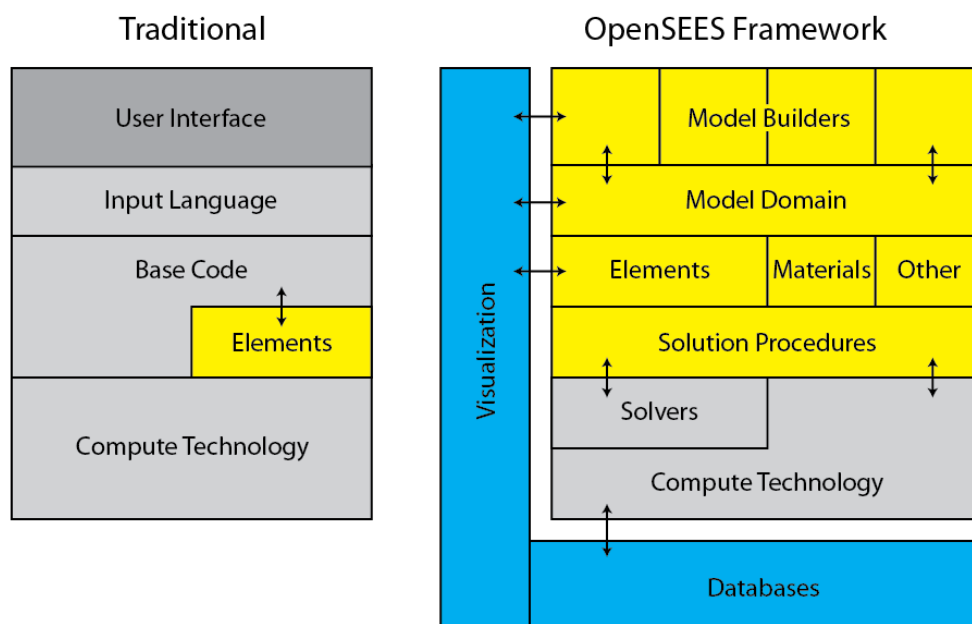


Figure E.7 – Architecture du logiciel OpenSEES par rapport à une architecture traditionnelle de logiciel d'éléments finis. En jaune, ce sont les zones où l'utilisateur peut modifier des paramètres. Adapté de Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, (2006).



## Interface

Le logiciel OpenSEES ne possède pas d'interface graphique de base: pour réaliser une action, il faut entrer une ligne de commande. OpenSEES est écrit dans le langage de programmation C++, mais son interface en ligne de commande est construite autour du langage Tcl (*Tool Command Language*), un langage facile à apprendre, très versatile et malgré tout puissant (Flynt, 2003). Compte tenu de sa simplicité, l'apprentissage du langage Tcl n'est même pas nécessaire pour réaliser un modèle OpenSEES. Il est possible de commencer un modèle à partir d'un exemple et de simplement modifier les commandes pour obtenir des résultats équivalant à tout autre logiciel commercial d'élément fini. Le lecteur intéressé par OpenSEES trouvera toutefois beaucoup plus de facilité et d'utilité à apprendre le langage Tcl avec l'aide d'un logiciel d'apprentissage comme « TclTutor » (Flynt, 2003).

Bien que le logiciel OpenSEES ne permette que l'écriture d'une ligne de commande à la fois, il est possible d'écrire des scripts de plusieurs lignes de commandes à partir d'un fichier texte et de l'introduire ensuite dans OpenSEES. Dans cette recherche, ce sont deux éditeurs gratuits de code source qui ont été utilisés pour produire les scripts: Notepad++ (Ho, 2015) et Komodo Edit (ActiveState, 2015).

## Organisation

Lorsqu'un script est entré dans OpenSEES, il est lu et analysé en série. Un cadre organisationnel a été créé afin de structurer les scripts de modélisation et d'en faciliter la modification. Les scripts ont été divisés en trois modules: modélisation, enregistrements et analyse. L'organisation a été conçue afin de rendre chaque module indépendant pour permettre de construire différentes analyses à partir de mêmes modules. Le module de modélisation contient toute l'information relative à la création d'un modèle physique complet. Différents modules d'analyse permettent de réaliser différentes analyses dans le temps, par exemple une analyse gravitaire qui serait suivie d'une analyse temporelle. Les modules d'enregistrements permettent d'enregistrer n'importe quelle valeur de réponse désirée à un temps donné, par exemple les déplacements des étages ou les périodes fondamentales de la structure. Les modules sont indépendants et peuvent donc être appelés dans le logiciel OpenSEES de n'importe quelle manière, que ce soit à l'aide d'un autre script ou manuellement. Dans le cadre de cette recherche, un script global a été développé dans MATLAB (The MathWorks Inc, 2015) pour réaliser des analyses diverses et parallèles.

## Élément joints poutre-colonne

Le joint poutre-colonne représente l'intersection d'une colonne et d'une poutre ce qui fait que sa géométrie est celle d'un cube de béton. Pour cette raison, le joint poutre-colonne est souvent considéré comme ayant une réponse rigide et élastique. Pourtant, Meinheit & Jirsa (1977) indique que cette hypothèse n'est pas valide pour des cadres existants conçus avant 1970, puisque les joints n'incluent souvent que très peu ou pas d'étriers, pouvant causer une importante perte de rigidité et de résistance sous les efforts de cisaillement. Devant ce constat, Lowes & Altoontash (2003) propose la formulation d'un super-élément joint poutre-colonne composé de douze ressorts de longueur zéro ainsi que d'un élément deux dimensions à quatre nœuds (figure E.8) et pouvant se déformer en cisaillement selon la distribution de forces illustrée à la figure E.9. Cet élément donne des résultats probants (Ju, Mu, & Wang, 2014) pour des structures récentes, mais n'est pas le mieux adapté pour des structures existantes puisque son application est limitée aux cadre ductiles seulement Jeon et al. (2012).

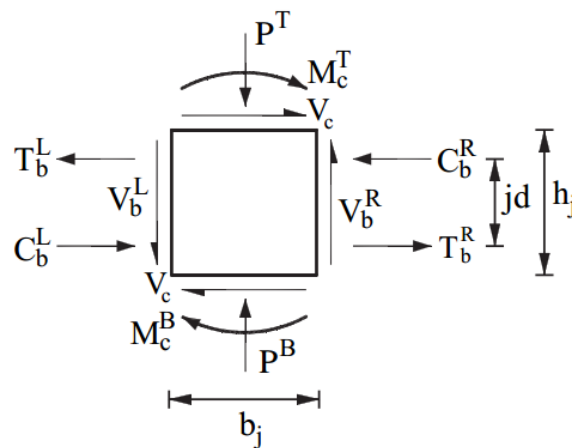


Figure E.8 – Diagramme des corps libres d'un joint poutre colonne en deux dimensions. Adapté de Lowes & Altoontash (2003).

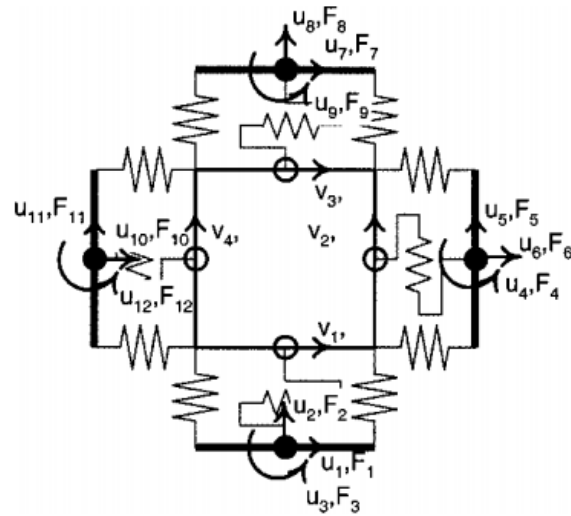


Figure E.9 – Super-élément proposé par Lowes & Altoontash (2003).

D'autres modèles existent également, tel que celui de Celik & Ellingwood (2008) proposant un modèle en ciseau relativement simple, mais les contraintes de temps durant cette recherche ont nécessité la simplification du modèle numérique. Pour cette raison, les joints poutre-colonne ont été modélisés de manière élastique et rigide à l'aide d'éléments poutres ayant un moment quadratique très élevé.